

Commission chargée de formuler des Avis Techniques

Groupe Spécialisé n° 3

Structures, planchers et autres
composants structuraux

Cahier des Prescriptions Techniques « Poutres en I »

Planchers et Toitures en Poutres en I à base de bois

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 2016

Cahier des Prescriptions Techniques « Poutres en I »

Planchers et Toitures en Poutres en I à base de bois

SOMMAIRE

Introduction	3	4. Conception et calcul des toitures – cas des chevrons autoporteurs.....	30
1. Généralités	3	4.1 Application des règles de calcul	30
1.1 Terminologie, définitions	3	4.2 Charges.....	30
1.2 Classification des types de poutres en I à base de bois visés par le présent document.....	4	4.3 Vérification aux ELU	31
1.3 Évaluation Technique Européenne.....	4	4.4 Vérification aux ELS.....	31
1.4 Exigences minimales vis-à-vis des poutres en I à base de bois	5	4.5 Contreventement global.....	31
1.5 Autres composants (connecteurs, panneaux, fixations, accessoires).....	5	4.6 Dispositions constructives diverses.....	31
1.6 Objet du CPT	5	4.7 Dispositions relatives à l'utilisation en zone sismique	35
1.7 Domaine d'application	5	4.8 Dispositions spécifiques à certains ouvrages.....	35
1.8 Plans et documents de pose et d'exécution.....	6	4.9 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme bois	36
1.9 Références et normes associées	6	4.10 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme métallique.....	36
2. Prescriptions communes.....	7	5. Conception et calcul des toitures – cas des pannes.....	36
2.1 Poutres en I.....	7	5.1 Application des règles de calcul	36
2.2 Conditions d'usage (cl. de service, durabilité, traitement).....	10	5.2 Charges.....	36
2.3 Disposition spécifiques aux Panneaux	10	5.3 Vérification aux ELU	37
2.4 Dispositions spécifiques aux Connecteurs.....	11	5.4 Vérification aux ELS.....	37
2.5 Dispositions constructives	11	5.5 Contreventement global.....	37
2.6 Sécurité vis-à-vis de l'incendie	17	5.6 Dispositions constructives diverses.....	37
2.7 Isolation Acoustique	18	5.7 Dispositions relatives à l'utilisation en zone sismique	40
2.8 Isolation Thermique	18	5.8 Dispositions spécifiques à certains ouvrages	40
2.9 Calcul des poutres en I.....	18	5.9 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme bois	40
3. Conception et calcul des planchers	24	5.10 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme métallique	40
3.1 Application des règles de calcul	24	6. Dispositions relatives à l'utilisation sous sollicitation sismique	41
3.2 Charges	24	6.1 Principe général	41
3.3 Vérification aux ELU	25	6.2 Diaphragme horizontal.....	41
3.4 Vérification aux ELS.....	25	6.3 Application des règles de calcul	42
3.5 Contreventement global.....	27	6.4 Exigences vis-à-vis des Composants	42
3.6 Dispositions constructives diverses.....	27	6.5 Dimensionnement d'un Diaphragme Horizontal	42
3.7 Dispositions relatives à l'utilisation en zone sismique	29	6.6 Vérifications spécifiques aux Poutres en I	43
3.8 Dispositions spécifiques à certains ouvrages ...	29	6.7 Dispositions constructives spécifiques.....	43
3.9 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme bois	30		
3.10 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme métallique	30		

7. Transport, stockage & manutention.....	45
7.1 Transport.....	45
7.2 Stockage	45
7.3 Manutention	46
8. Mise en œuvre et sécurité.....	46
8.1 Mise en œuvre	46
8.2 Sécurité.....	46

Annexe A

Méthodes d'évaluation spécifiques..... 48

1. Charge verticale admissible.....	48
1.1 Méthode d'Essai.....	48
1.2 Détermination de la charge admissible	48
2. Résistance du joint âme-membrure.....	48
2.1 Méthode d'essai.....	48
2.2 Détermination de la résistance caractéristique.....	49

Annexe B

Exemple de dimensionnement d'un diaphragme horizontal 50

1. Principe de dimensionnement et détermination des efforts	50
2. Analyse simplifiée : analogie de la poutre simple	50
3. Dimensionnement des semelles	50
4. Dimensionnement des collecteurs.....	50
5. Dimensionnement des assemblages.....	51
6. Efforts dans les solives.....	52
7. Diaphragme de toiture inclinée	52
8. Cas des Trémies.....	52

Annexe C

Exemple de calcul d'un diaphragme horizontal avec ouverture 53

Annexe D

Contrôle de production en usine..... 60

1. Tâches pour le fabricant	60
1.1 Contrôle de Production en Usine	60
1.2 Essais sur échantillons pris en usine.....	60
1.3 Détermination de la corrélation entre les méthodes d'essais	60
2. Tâches pour l'organisme notifié	62
2.1 Essais de type initiaux	62
2.2 Inspection initiale et surveillance continue du système de contrôle de production en usine	62
3. Documentation - Information	62
3.1 Document de référence	62
3.2 Processus de fabrication	63
3.3 Spécifications relatives aux produits et aux matériaux	63
3.4 Plan d'essais.....	63

Annexe E

Mise en perspective du critère vibratoire proposé .. 64

1. Contexte	64
2. Origine de la méthode proposée	64
3. Positionnement vis-à-vis de l'EN 1995-1-1 et de son Annexe Nationale française.....	64
3.1 Conditions d'application du critère vibratoire aux poutres porteuses de chevêtre	64
3.2 Poutres sur appuis multiples	64
3.3 Précision du calcul des rigidités du plancher.....	64
3.4 Précision du calcul de la masse du plancher.....	64
3.5 Calcul de la fréquence fondamentale f_1	64
3.6 Calcul de la déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN}	65
3.7 Valeur limite de la déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN}	65

Introduction

Le présent Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) « Poutres en I » a été rédigé par un Groupe de Travail issu du Groupe Spécialisé n° 3 « Structures, planchers et autres composants structuraux » de la Commission chargée de formuler les Avis Techniques.

Le présent texte, qui regroupe les règles communes de conception, de calcul et de mise en œuvre et utilisation des planchers et toitures en poutres en I à base de bois, n'est applicable que dans le cadre des Avis Techniques (AT) ou Documents Techniques d'Application (DTA) de ces structures et dans la mesure où ces Avis y font référence et en précisent les conditions d'application.

En outre, les présentes règles communes sont des règles minimales, qui ne préjugent pas de l'évaluation favorable de règles alternatives dans le cadre d'un DTA pour un procédé en particulier.

En application du Règlement des Produits de Construction (RPC), les poutres en I à base de bois peuvent faire l'objet d'une Évaluation Technique Européenne (ETE) sur la base du Document d'Évaluation Européen (DEE).

Au moment de la rédaction du présent document, les poutres en I présentes sur le marché français font l'objet d'un Agrément Technique Européen (ATE) sur la base de l'ETAG 011 « Poutres et poteaux composites légers à base de bois ». Dans le cadre de la transition de la Directive Produits de Construction (DPC) vers le RPC, les ATE susnommés restent valides jusqu'à expiration de leur période de validité ou leur remplacement par une ETE.

Au moment de la rédaction du présent document, il est pressenti que l'ETAG 011 sera transformé en DEE pour cette famille de produits, ou a minima servira de référence technique pour la rédaction des DEE de cette famille de produits.

Par conséquent, le présent document fera référence à l'ETAG 011 comme référentiel technique sous-jacent au DEE lorsque ce dernier sera mentionné.

Par extension, cette analogie de principe sera appliquée à tout autre ETAG référencé dans ce qui suit.

Note générale concernant les figures :

De manière générale, les figures du présent document se concentrent sur l'illustration de détails ou thématiques précis. Par conséquent, il a parfois été fait le choix de ne pas figurer certains éléments de la structure complète de l'ouvrage, ce dans un but de clarté. L'absence de ces éléments sur les figures ne sous-entend pas qu'ils ne soient pas nécessaires. On se référera dans tous les cas au texte correspondant.

1. Généralités

1.1 Terminologie, définitions

1.1.1 Définitions

Poutre en I à base de bois : poutre composite en forme de I majuscule, composée de membrures (ailes) de section rectangulaire en matériau à base de bois et d'une âme en matériau à base de bois ou métallique.

Membrure : aile de la poutre en I, de section rectangulaire, en matériau à base de bois. Les deux membrures d'une poutre en I sont de dimensions identiques (poutre symétrique) ou non (poutre dissymétrique) et reliées entre elles par l'âme.

Âme : élément élancé non ajouré en matériau à base de bois ou métallique, reliant les membrures d'une poutre en I.

Solive : poutre secondaire formant le squelette d'ossature du plancher, en appui sur les murs ou les poutres porteuses principales. Le solivage est formé de la répétition de solives de même section disposées parallèlement à un entraxe constant, usuellement inférieur à 1 m.

Chevron : poutre secondaire formant le squelette d'ossature d'une charpente de toiture, en appui sur les murs ou les pannes ou poutres porteuses principales, parallèle à la pente du toit. Le chevronnage est formé de la répétition de chevrons de même section disposés parallèlement à un entraxe constant, usuellement inférieur à 1 m.

Panne : poutre horizontale de charpente posée sur les murs ou fermes, supportant les chevrons ou le support de couverture. Elle peut être posée d'aplomb ou à dévers (rotation de telle sorte que la face supérieure de la panne soit parallèle à la pente du toit).

Connecteur : élément d'assemblage métallique usuellement tridimensionnel, permettant d'assembler des éléments de structure en bois entre eux, au moyen d'éléments de fixation (clous, vis, tirefonds, boulons, etc.)

Renfort d'âme : pièces de petite dimension en bois sec ou panneau à base de bois à usage structural, façonnées pour s'adapter à la section et à la hauteur de la poutre, fixées directement sur l'âme d'une poutre en I entre ses membrures.

Gousset/flasque : pièces de renfort latérales de petite dimension en bois sec ou panneau à base de bois à usage structural, de hauteur exactement égale à la hauteur de la poutre, fixées sur les faces latérales des membrures.

Planche de rive : pièce de structure formant et fermant la rive d'un plancher ou d'une toiture, appuyée sur les murs ou poutres principales de manière continue ou quasi-continue, fixée aux solives ou chevrons et de hauteur égale à la hauteur de ceux-ci.

Entretoise : pièce de maintien latéral en matériau à base de bois, de hauteur égale ou légèrement inférieure à celle de la poutre à maintenir, posée perpendiculairement à celle-ci.

Bracon : système d'entretoisement parallèle au rampant, qui constitue un appui transversal d'une panne, et qui ; situé en bas de pente, transfère les efforts axiaux cumulés aux points d'appui rigides de la structure.

Muralière : poutre fixée directement et de manière quasi-continue au mur et formant l'appui des solives.

Bloc de compression : pièce ou ensemble de pièces en matériau à base de bois, de hauteur égale à celle des poutres adjacentes, ayant pour fonction de transférer directement des charges importantes au support de ces poutres, les déchargeant ainsi de ces charges.

Lisse : pièce longitudinale de faible épaisseur en matériau à base de bois formant l'appui d'une poutre sur un mur (lisse d'appui), l'assise d'un mur à ossature bois (lisse basse) ou le chaînage haut d'un mur à ossature bois (lisse haute).

Bloc de clouage : pièce en bois sec ou panneau à base de bois à usage structural, façonnée pour s'adapter à la section et à la hauteur de la poutre, fixée directement sur l'âme d'une poutre en I entre ses membrures, dans le but de permettre la fixation de connecteurs métalliques sur le côté de la poutre ou contre les membrures.

Planche de calage : pièce en bois sec ou panneau à base de bois à usage structural, façonnée pour s'adapter à la section et à la hauteur de la poutre, fixée directement sur l'âme d'une poutre en I entre ses membrures, dans le but de permettre l'assemblage de poutres en I entre elles afin de les solidariser.

Collecteur : élément du diaphragme horizontal chargé de répartir le cisaillement unitaire du diaphragme dans éléments de stabilité verticaux (par exemple, planche de rive, lisse, muralière, etc.)

1.1.2 Symboles

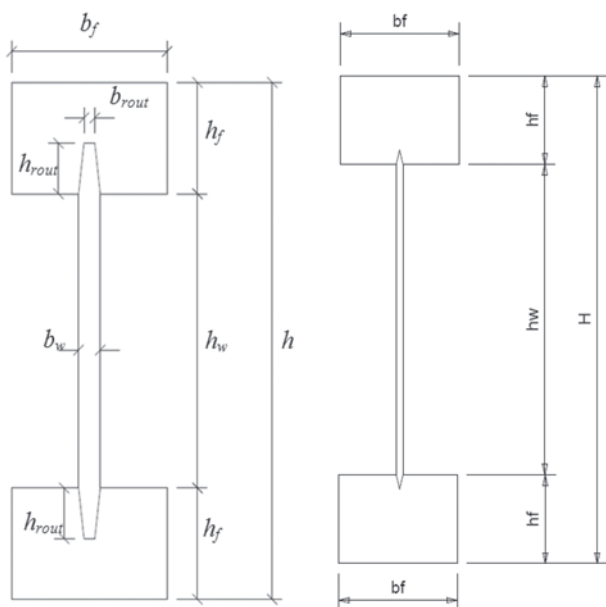


Figure 1 – Définitions des dimensions

Nomenclature des dimensions :

h	hauteur de la poutre	[mm]
b_f	largeur de la membrure	[mm]
h_f	hauteur de la membrure	[mm]
b_w	épaisseur de l'âme	[mm]
h_w	hauteur libre de l'âme	[mm]
b_{rout}	largeur de la rainure	[mm]
h_{rout}	profondeur de la rainure	[mm]

Nomenclature des propriétés mécaniques :

E_f	module d'élasticité des membrures	[N/mm ²]
E_w	module d'élasticité de l'âme	[N/mm ²]

1.2 Classification des types de poutres en I à base de bois visés par le présent document

Les poutres en I à base de bois peuvent être réalisées au moyen de différents matériaux. Les normes européennes de référence sont indiquées ci-après à titre informatif, en effet, la norme de référence applicable à un composant de poutre en I à base de bois est stipulée dans l'ATE ou l'ETE correspondant, le composant lui-même ne faisant pas l'objet du marquage CE et pouvant donc être conforme à une autre norme.

On distingue notamment pour les membrures en :

- bois massif selon NF EN 14081 ;
- bois massif selon NF EN 14081 abouté selon NF EN 15497 ;
- bois lamellé-collé selon NF EN 14080 ;
- lamibois (LVL) selon NF EN 14374 ou autres matériaux dérivés du bois (selon leur ATE, ETE ou référentiel spécifique).

On distingue pour l'âme :

- les âmes en panneau à base de bois (OSB, panneau de fibres dur, etc.) selon NF EN 13986 ;
- les âmes en bois massif (usuellement abouté) selon NF EN 14081 ;
- les âmes métalliques (selon leur référentiel spécifique).

On distingue également différents types d'assemblage entre l'âme et les membrures :

- l'assemblage par collage en rainure ;
- l'assemblage mécanique par pression d'une âme métallique dans les membrures non rainurées.

Toutes ces configurations ne sont pas couvertes par le présent document qui se limite aux deux catégories suivantes de poutres en I à base de bois :

- **les poutres à âme bois** (bois ou panneau à base de bois), assemblée par collage aux membrures en bois ou dérivés du bois ;
- **les poutres à âme métallique** à assemblage mécanique par pression dans les membrures en bois ou dérivés du bois.

En outre, les poutres à âme (bois ou métallique) ajourée de manière systématique ne sont pas couvertes par le présent document. Ceci ne s'applique pas aux perçages ponctuels qui sont, eux, couverts.

1.3 Évaluation Technique Européenne

En application du Règlement des Produits de Construction (RPC), les poutres en I à base de bois peuvent faire l'objet d'une Évaluation Technique Européenne (ETE) sur la base du Document d'Évaluation Européenne (DEE) précédemment référencé ETAG 011 « Poutres et poteaux composites légers à base de bois ».

Dans le cadre de la transition de la Directive Produits de Construction (DPC) vers le RPC, les Agréments Techniques Européens (ATE) dont ont fait l'objet les poutres en I à base de bois sur la base dudit ETAG 011 restent valides jusqu'à expiration de leur période de validité ou leur remplacement par une ETE.

1.4 Exigences minimales vis-à-vis des poutres en I à base de bois

Pour entrer dans le champ d'application du présent CPT les poutres en I à base de bois doivent répondre aux exigences minimales suivantes :

- la poutre en I appartient à une des catégories couvertes par le présent document au paragraphe 1.2 ;
- la poutre en I est titulaire d'un ATE ou d'une ETE valide tels que définis au paragraphe 1.3 ;
- la poutre en I est marquée CE et titulaire d'un Certificat de Conformité CE (dans le cas d'un ATE) ou d'un Certificat CE de Constance des Performances correspondant au Système 1 d'Évaluation et de Vérification de la Constance des Performances (EVCP) selon l'Annexe V du règlement (EU) N° 305/2011 ;
- dans le cas d'une ETE, le DEE lui servant de référence reprend *a minima* les méthodes d'évaluation de l'ETAG 011 ;
- lorsque la poutre ne fait pas l'objet d'un ATE ou d'une ETE valide et du marquage CE correspondant, la poutre en I est titulaire d'un Avis Technique conformes aux exigences du présent document, et notamment faire l'objet d'un contrôle de production en usine dans les conditions de l'Annexe D ;
- chacune des propriétés mécaniques principales listées au paragraphe 2.1.1.1 (poutres à âme bois) ou au paragraphe 2.1.1.2 (poutres à âme métallique) a été évaluée et déclarée dans le cadre l'ATE, de l'ETE ou de l'Avis Technique.

1.5 Autres composants (connecteurs, panneaux, fixations, accessoires)

Les structures de plancher ou toiture en poutres en I à base de bois font également entrer dans leur fonctionnement structural les composants suivants :

- panneaux à base de bois à usage structural avec éventuellement la fonction de diaphragme horizontal ;
- connecteurs métalliques tridimensionnels pour certains assemblages porteurs ;
- éléments de fixation de type tige (clous, vis, agrafes) et chevilles mécaniques ;
- écrans de fermeture(*) non contreventant utilisés notamment en face extérieure de toiture.

Ces composants relèvent d'exigences ou de spécification décrites au paragraphe 2.4. Leur liste ci-dessus est non exhaustive et non exclusive, d'autres composants pouvant être employés.

(*) On entend par écran de fermeture, un panneau dont le domaine d'emploi (défini dans le DTU, ATE ou ETE, DTA ou Avis Technique correspondant) vise la fonction de contreventement, mais qui n'est pas dans ce cas fixé selon les prescriptions visant à remplir cette fonction.

1.6 Objet du CPT

Le présent CPT a pour objet de définir les prescriptions courantes applicables aux planchers et toitures utilisant des poutres en I à base de bois comme élément de structure.

Il indique les cas où, en fonction de justifications appropriées, des prescriptions différentes peuvent être envisagées dans un Document Technique d'Application (DTA) particulier.

1.7 Domaine d'application

Le présent CPT est établi pour :

- les structures de planchers pour lesquels les poutres en I à base de bois sont utilisées principalement comme solive ;
- les structures de toiture pour lesquels les poutres en I à base de bois sont utilisées principalement comme chevron autoporteur ou comme panne porteuse ;
- les structures soumises à des charges à caractère principalement statique, ce qui exclut les cas de chocs répétés ou importants et de sollicitations donnant lieu à des phénomènes de fatigue ;
- les ouvrages abrités des intempéries et non soumis à des atmosphères agressives ;
- un dimensionnement des structures selon NF EN 1995-1-1 (Eurocode 5)
- les structures relevant des conditions des Classes de Service 1 & 2 au sens de NF EN 1995-1-1 ;
- les ouvrages relevant de la Classe d'Emploi 1 & 2 au sens de la NF EN 335 ;
- les locaux à faible ou moyenne hygrométrie ;
- les ouvrages situés en zone sismique (voir paragraphe 6).

Pour les planchers ce domaine est complété comme suit :

- dans les constructions usuelles, les planchers sur passage ouvert sont considérés comme abrités des intempéries ;
- à l'exclusion de la reprise des cloisons maçonnées ou fragiles.

Pour les toitures ce domaine est complété comme suit :

- on admet que les structures de toiture couvertes par le présent CPT ne présentent pas de spécificité quant à leur fonction de support de couverture par rapport à un ouvrage de charpente traditionnelle tel que défini par le DTU 31.1 ;
- le domaine d'application couvre aussi bien les toitures non accessibles sauf pour entretien et réparations (Catégorie H selon NF EN 1991-1-1) que les toitures accessibles (Catégorie I selon NF EN 1991-1-1).

De manière générale, le présent CPT a pour objet de compléter les référentiels normatifs existants, notamment les DTU concernés, pour les aspects structuraux des ouvrages de plancher et toiture en poutres en I à base de bois, ainsi que les principes généraux de durabilité associés à ces ouvrages.

Il n'a pas pour objet de traiter les autres parties de l'ouvrage ou les cas particuliers de certains ouvrages, notamment :

- les dispositifs de couverture et de support d'étanchéité pour lesquels on se référera au DTU correspondant ;
- les problématiques de transfert hygrothermique.

Toute extension du domaine d'emploi ainsi défini relève d'une évaluation spécifique dans le cadre d'un DTA.

1.8 Plans et documents de pose et d'exécution

La pose et l'exécution font l'objet de plans et de documents suffisants pour définir entièrement les dispositions des ouvrages à réaliser, et portant la marque commerciale du procédé, l'identification du site de fabrication et la ou les références à l'ATE ou à l'ETE (cas de poutres en I marquées CE), ou au DTA.

Doivent notamment figurer sur ces plans et documents :

- les hypothèses de charge appliquées sur l'ouvrage concerné ;
- la définition des poutres en I spécifiées (type et hauteur tels que définis dans l'ATE, l'ETE ou le DTA) ;
- la définition des autres éléments de structure prépondérants (rives, poutres porteuses principales, entretoises, connecteurs, accessoires et/ou renforts divers, etc.) ;
- le repérage des poutres en I et celui de leur implantation par rapport à la structure ;
- les dispositions à respecter pour les appuis, assemblages, détails de pose spécifiques ;
- le cas échéant, les dispositions complémentaires et leurs justifications permettant d'assurer les fonctions de diaphragme ou de stabilité de l'ouvrage ;
- les conditions de stockage et de manutention ;
- et, d'une façon générale, toutes les indications que le présent CPT, l'ATE ou ETE, ou le DTA font obligation de faire figurer sur les documents de pose et d'exécution.

Ces éléments figurent sur le « plan de pose ». Celui-ci est établi soit par un bureau d'études, soit par le fabricant, soit par une entreprise disposant d'un bureau d'études qualifié.

Dans ce dernier cas, les indications doivent être complétées par le bureau d'études chargé de l'étude d'exécution du bâtiment en ce qui concerne les poutres, les trémies et chevêtres, et, plus généralement les interfaces avec les autres parties de l'ouvrage.

1.9 Références et normes associées

Guides d'ATE – Documents d'Évaluation Européen

ETAG 001	Chevilles métalliques pour béton
ETAG 011	Poutres et poteaux composites légers à base de bois
ETAG 015	Connecteurs métalliques tridimensionnels
TR 002	Méthodes d'essai pour poutres et poteaux composites légers à base de bois

Normes européennes

NF EN 322	Panneaux à base de bois – détermination de l'humidité
NF EN 335	Durabilité du bois et des matériaux à base de bois – Classes d'Emploi.
NF EN 1990	Eurocodes : Bases de calcul des structures
NF EN 1991-1-1	Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation bâtiment
NF EN 1991-1-3	Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : Actions générales – Charges de neige

NF EN 1991-1-4	Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent
NF EN 1991-1-6	Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-6 : Actions en cours d'exécution
NF EN 1995-1-1	Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 : généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments (avec ses amendements A1 et A2)
NF EN 1995-1-2	Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-2 : Calcul des structures au feu
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 13377	Poutrelles de coffrage préfabriquées en bois – Exigences, classification et évaluation
NF EN 13986	Panneaux à base de bois destinés à la construction – Caractéristiques, évaluation de la conformité et marquage
NF EN 14080	Structures en bois – Bois lamellé-collé et bois massif reconstitué – Exigences
NF EN 14081	Structures en bois – Bois de structure de section rectangulaire classé pour sa résistance
NF EN 14358	Structures en bois – Détermination des valeurs correspondant au fractile à 5 % d'exclusion inférieure et critère d'acceptation d'un échantillon
NF EN 14374	Structures en bois – LVL (lamibois) - Exigences
NF EN 15497	Bois massif de structure à entures multiples – Exigences de performances et exigences minimales de fabrication

Normes françaises

DTU 31.1	Charpentes en bois
NF DTU 31.2	Construction de maisons et bâtiments à ossature bois
NF DTU 31.3	Charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussets
DTU 51.3	Planchers en bois ou en panneaux à base de bois

Autres références

NF EN ISO 717-1	Acoustique – Évaluation de l'isolement acoustique des immeubles et des éléments de construction – Partie 1 : isolement aux bruits aériens
NF EN ISO 717-2	Acoustique – Évaluation de l'isolement acoustique des immeubles et des éléments de construction – Partie 2 : protection contre le bruit de choc

2. Prescriptions communes

La présente section décrit les prescriptions communes aux différents types de poutres en I à bases de bois mais aussi aux structures de plancher et de toiture.

Ce chapitre fait régulièrement référence à l'ATE ou l'ETE de la poutre en I. Lorsque la poutre ne fait pas l'objet d'un ATE ou d'une ETE valide et du marquage CE correspondant, la poutre en I fait l'objet d'un Avis Technique (AT) évalué sur la base du présent document.

Toute référence à l'ATE ou à l'ETE dans ce qui suit implique par conséquent que les propriétés, les prescriptions, les autorisations et les limitations soient précisées dans l'AT.

De même toute référence à la précision de propriétés, prescriptions, autorisations et limitations dans le DTA s'applique également à l'AT.

2.1 Poutres en I

2.1.1 Propriétés des Poutres en I à âme bois

On se référera à l'ATE ou l'ETE de la poutre en I considérée.

2.1.1.1 Propriétés mécaniques principales

Pour les poutres en I à âme bois, la liaison âme-membrure étant réalisée par collage structural, les propriétés mécaniques principales sont uniquement dépendantes des propriétés des composants (âme et membrures) et de leur section.

L'utilisation dans les conditions de la Classe de Service 1 et 2 au sens de la NF EN 1995-1-1 doit être autorisée par l'ATE ou l'ETE.

Les propriétés mécaniques principales suivantes doivent être évaluées selon les méthodes définies dans l'ETAG 011 et déclarées dans l'ATE ou ETE de la poutre en I considérée :

- rigidité de flexion EI ;
- rigidité de cisaillement GA ;
- efforts résistants caractéristiques :
 - moment caractéristique M_k ,
 - effort tranchant caractéristique V_k ,
 - résistances sur appui caractéristique R_k .

La validation dans le cadre de l'ATE ou ETE d'une méthode de détermination de chacune de ces propriétés par le calcul à partir des propriétés des composants (âme et membrures) et décrite de manière exhaustive répond également aux exigences minimales.

2.1.1.2 Propriétés du joint âme-membrure

La résistance caractéristique au cisaillement du joint âme-membrure $f_{v,joint,k}$ est :

- définie dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée
- OU
- définie dans le DTA de la poutre en I concernée à partir des documents et enregistrements du CPU
- OU
- déterminée de manière expérimentale selon la méthode précisée en *Annexe au paragraphe A-2* et précisée dans le DTA

2.1.2 Propriétés des Poutres en I à âme métallique

On se référera à l'ATE ou l'ETE de la poutre en I considérée.

2.1.2.1 Propriétés mécaniques principales

Pour les poutres en I à âme métallique, la liaison âme-membrure étant réalisée par assemblage mécanique par pression de l'âme métallique dans les membrures non rainurées, les propriétés mécaniques principales dépendent des propriétés des composants (âme et membrures) et de leur section, mais aussi du module de glissement de l'assemblage mécanique âme-membrure.

L'utilisation dans les conditions de la Classe de Service 1 et 2 au sens de la NF EN 1995-1-1 doit être autorisée par l'ATE ou l'ETE.

Les propriétés mécaniques principales suivantes doivent être évaluées selon les méthodes définies dans l'ETAG 011 et déclarées dans l'ATE ou ETE de la poutre en I considérée :

- modules de glissement du joint âme-membrure K_u et K_{ser} (voir paragraphe 2.1.2.2)
- rigidité de flexion effective EI_{eff} ;
- efforts résistants caractéristiques :
 - moment caractéristique M_k ,
 - effort tranchant caractéristique V_k ,
 - résistances sur appui caractéristique R_k .

La validation dans le cadre de l'ATE ou ETE d'une méthode de détermination de chacune de ces propriétés par le calcul à partir des propriétés des composants (âme et membrures) et du joint âme-membrure et décrite de manière exhaustive répond également aux exigences minimales.

2.1.2.2 Propriétés du joint âme-membrure

Les modules de glissement de l'assemblage mécanique âme-membrure K_u aux ELU et K_{ser} aux ELS sont définis dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée.

La résistance caractéristique au cisaillement du joint âme-membrure $f_{v,joint,k}$ est définie dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée.

2.1.3 Coefficient partiel sur les matériaux γ_M

Les coefficients γ_M des matériaux à base de bois sont définis dans l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1.

Pour tenir compte du caractère composite des poutres en I à base de bois il peut être utilisé :

- soit le coefficient partiel γ_M du composant de la poutre en I entrant en ligne de compte pour chacune des vérifications (par exemple, celui des membrures pour les vérifications en flexion, celui de l'âme pour les vérifications en cisaillement) ;
- soit un coefficient partiel γ_M spécifique unique appliqué uniformément à la vérification de tous les efforts agissants.

Le choix de la méthode utilisée doit être précisé au DTA.

Dans le cas de l'utilisation d'un coefficient partiel γ_M spécifique unique, en l'absence d'un coefficient γ_M spécifiquement défini dans l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 pour les poutres en I à base de bois, et si aucun autre coefficient n'est proposé dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée, celui-ci devra être précisé dans le DTA.

2.1.4 Contreflèche

Certaines poutres en I à base de bois peuvent être fabriquées avec une contreflèche de fabrication w_c .

La contreflèche de fabrication est limitée à une fabrication sur mesure pour un projet spécifique (seul un ajustement en longueur sur chantier est autorisé) et ses conditions de réalisation doivent être définies dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée.

La prise en compte de la contreflèche de fabrication dans le calcul de la déformation est définie au *paragraphe 2.9.14*.

La réalisation de la contreflèche de fabrication w_c se conforme *a minima* aux prescriptions suivantes :

- la contreflèche w_c ne doit pas excéder le minimum entre la déformation instantanée sous charges permanentes initiales seules (voir *paragraphe 2.9.4*) et :
 - 1/300^e de la portée en toiture,
 - 1/500^e de la portée en plancher ;
- compte-tenu des tolérances de construction, le contre-fléchage doit être limité à un usage en portée simple sur deux appuis ;
- la tolérance de réalisation de la contreflèche en usine est de +/- 5 mm ;
- le sens de pose (haut/bas) doit être clairement lisible sur la poutre contre-fléchée.

2.1.5 Percements

Dès lors que le fabricant l'autorise, le percement de l'âme des poutres en I à base de bois est possible pour faciliter le passage de câbles ou tuyaux dans l'épaisseur du plancher ou de la toiture. Le percement peut être réalisé avec les outils usuels du charpentier. On devra dans tous les cas veiller à ce que :

- les membrures ne soient jamais entaillées ;
- la découpe soit réalisée en évitant toute surcoupe ou débord d'angle (dans le cas des percements rectangulaires) ;
- les règles de proximité des appuis, percements adjacents et/ou charges concentrées soient respectées.

La découpe en atelier au moyen d'équipement adapté est la règle. La découpe sur site doit rester exceptionnelle, être réalisée par le titulaire du lot charpente et être au préalable validée par le bureau d'études, le fabricant ou le concepteur.

Certaines poutres en I sont pré-percées à intervalle régulier, et leurs propriétés mécaniques tiennent compte de ces pré-percements. On utilisera donc prioritairement les pré-percements s'ils existent.

$$V_{k,p} = K_{red,p} * V_k$$

Un percement entraîne une diminution de la résistance au cisaillement et à l'effort tranchant qui dépend du modèle et de la section de la poutre en I concernée ainsi que de la dimension et de la forme du percement.

Les règles de proximité ainsi que les méthodes de calcul de l'effort tranchant caractéristique résiduel au droit du percement sont définies dans l'ATE ou l'ETE.

À défaut, ces règles et méthodes de calcul devront être définies et évaluées dans le cadre du DTA.

En l'absence de méthodes définies dans l'ATE, l'ETE ou le DTA, la méthode de calcul suivante s'applique :

et :

$$K_{red,p} = (h_w - D) / h_w$$

où :

- $V_{k,p}$ effort tranchant caractéristique résiduel de la poutre au droit du percement ;
- V_k effort tranchant caractéristique de la poutre sans percement ;
- $K_{red,p}$ coefficient réducteur lié au diamètre du percement rond ;
- h_w est la hauteur libre de l'âme (mm) ;
- D diamètre du percement rond (mm).

Note : Cette méthode est sécuritaire vis-à-vis des pratiques et documents existants à ce jour.

Cette méthode s'applique avec les règles suivantes :

- seuls les percements ronds sont autorisés ;
- les percements ne sont autorisés que dans le tiers central de chaque portée (Zone A de la Figure. 2) ;
- les percements sont interdits dans les porte-à-faux et la Zone O de la Figure. 2 ;
- aucune charge concentrée ne doit être située à une distance inférieure à une fois la hauteur de la poutre de part et d'autre du bord du percement ;
- la distance bord à bord entre deux percements adjacents doit être supérieure ou égale à deux fois le diamètre du percement le plus grand ;
- un jeu minimal de 10 mm doit être maintenu entre le bord du percement et la face intérieure des membrures.

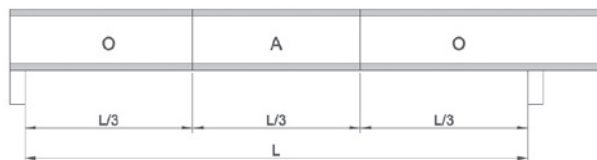


Figure 2 – Zones de percement par défaut

2.1.6 Renforts au droit des percements

Des renforts peuvent être ajoutés au droit des percements afin d'augmenter l'effort tranchant caractéristique résiduel de la poutre et/ou de permettre la réalisation de percements à proximité des appuis. Ces renforts peuvent être :

- des dispositifs de renfort métalliques spécifiques développés par leur fabricant (*Figure 3*) pour chacune des poutres en I spécifiquement visées – la validation ou l'évaluation technique de ces procédés définit alors les poutres en I couvertes, les configurations autorisées et les résistances associées ;
- dès lors que le fabricant l'autorise, des renforts par goussets en panneau à base de bois, collés et cloués/vissés (*Figure 4*) de part et d'autre de la poutre en I – leur dimensionnement doit être effectué par le bureau d'études sur la base de l'assemblage mécanique uniquement, avec l'assistance du fabricant de poutres en I.

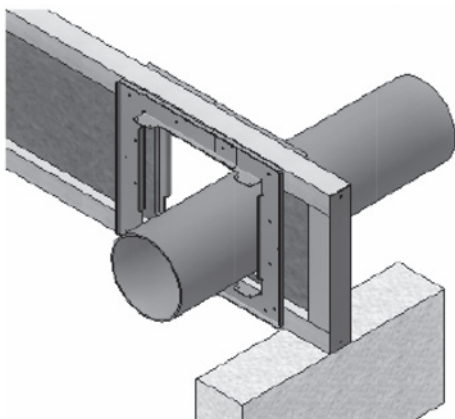


Figure 3 – Exemple de renfort métallique après percement

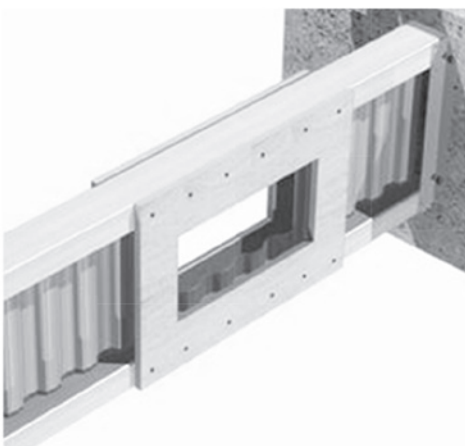


Figure 4 – Exemple de renfort par gousset après percement

2.1.7 Renforts

Des renforts latéraux peuvent être ajoutés pour augmenter localement la résistance des poutres en I dans certaines configurations.

Ces renforts sont usuellement des pièces de petite dimension en bois sec ou panneau à base de bois à usage structural, façonnées pour s'adapter à la section et à la hauteur de la poutre. Ils sont usuellement fixés mécaniquement (clous, vis).

On distingue :

- les renforts d'âme qui se fixent directement sur l'âme de la poutre entre les membrures, de hauteur inférieure d'au moins 5 mm (jeu) à la hauteur libre de l'âme h_w ;

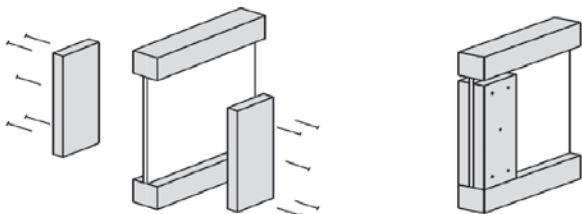


Figure 5 – Renforts d'âme

- les goussets ou renforts latéraux qui se fixent sur les faces latérales des membrures, de hauteur exactement égale à la hauteur H de la poutre ;

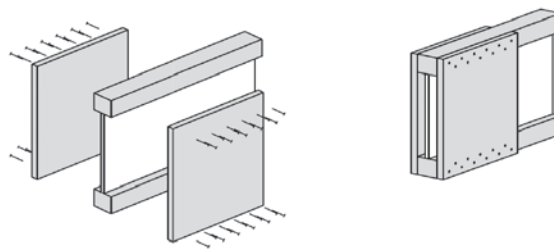


Figure 6 – Goussets ou renforts latéraux

2.1.7.1 Renforts aux appuis

Les renforts aux appuis ne sont pas systématiques. Ils peuvent augmenter la résistance sur appui des poutres en I.

Les renforts d'âmes doivent dans ce cas être positionnés contre la membrure basse, avec le jeu vers la membrure haute (Figure 7).

La résistance sur appui caractéristique avec renfort est définie dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée.

À défaut, elle doit être évaluée dans le cadre du DTA. Si des essais sont réalisés, on utilisera les méthodes spécifiées dans le TR 002 de l'EOTA.

2.1.7.2 Renforts sous charge concentrée

Un renfort doit être placé au droit d'une charge concentrée de plus de 2 kN située directement au-dessus d'une poutre en I, pour éviter le risque de rotation de la membrure.

Les renforts d'âmes doivent dans ce cas être positionnés contre la membrure haute, avec le jeu vers la membrure basse (Figure 7).

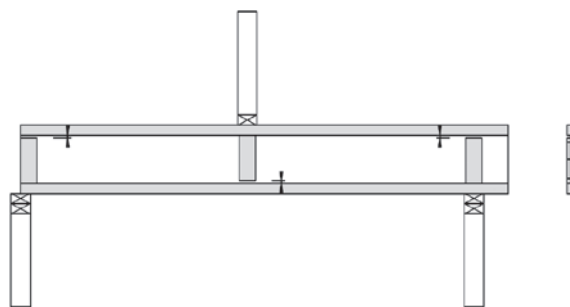


Figure 7 – Renforts d'âme aux appuis et sous charge concentrée

2.1.7.3 Renforts aux porte-à-faux

Des goussets peuvent être utilisés pour renforcer les poutres en I au droit des porte-à-faux.

L'augmentation des résistances caractéristiques des porte-à-faux renforcés est définie dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée.

À défaut, les méthodes de renforcement et la justification de l'augmentation de capacité portante peut être évaluée dans le cadre du DTA.

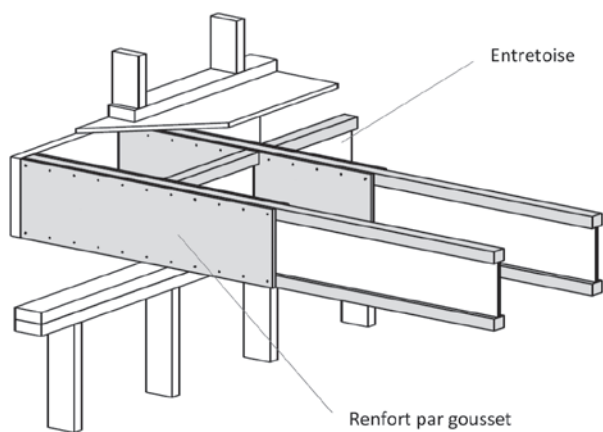


Figure 8 – Porte-à-faux renforcé par goussets

2.1.8 Charge verticale admissible

Lorsqu'une poutre en I est posée sur appui continu (rive, entretoise) elle est susceptible de supporter des charges linéiques ou concentrées d'intensité élevée.

De telles charges concentrées nécessitent dans le cas de la poutre en I la mise en œuvre de blocs de transfert tels que définis au paragraphe 2.5.1.6.

La charge linéique verticale admissible est définie dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée.

À défaut elle peut être évaluée dans le cadre du DTA. Si des essais sont réalisés, on utilisera la méthode spécifiée en *Annexe au paragraphe A-1*.

2.1.9 Cas particulier des charges appliquées aux membrures inférieures

L'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée définit la possibilité d'appliquer des charges (concentrées et/ou linéiques) directement à la membrure inférieure, et les conditions afférentes.

À défaut, ceci doit être évalué dans le cadre du DTA.

Une attention particulière vis-à-vis du déchaussement doit être portée aux charges qui seraient appliquées directement aux membrures basses.

Note : Ces charges s'entendent pour celles induites par la suspension d'éléments lourds, et non pour des systèmes répartis légers (par exemple : suspentes de plafond, isolation,...). Dans le cas de charges concentrées espacées de moins de 1,5 m, on considérera la charge linéique correspondante.

La résistance de l'élément de fixation doit être vérifiée séparément, selon la NF EN 1995-1-1.

2.2 Conditions d'usage (cl. de service, durabilité, traitement)

Les poutres en I à base de bois peuvent être utilisées dans les conditions définies dans le domaine d'application du présent document spécifié au paragraphe 1.7, à savoir notamment :

- les structures relevant des conditions des Classes de Service 1 & 2 au sens de la NF EN 1995-1-1 ;
- les ouvrages relevant de la Classe d'Emploi 1 & 2 au sens de la NF EN 335.

On se référera en priorité à l'ATE ou ETE de la poutre en I

concernée pour les conditions spécifiques de durabilité.

Le cas échéant, la durabilité devra être conférée contre les insectes à larves xylophages sur l'ensemble du territoire, et en complément, contre les termites dans les zones dans lesquelles a été publié un arrêté préfectoral pris par application de l'article L.133-5 du code de la construction et de l'habitation.

2.3 Disposition spécifiques aux Panneaux

Les structures de plancher ou toiture en poutres en I à base de bois font également entrer dans leur fonctionnement structural les panneaux à base de bois.

2.3.1 Exigences

Les panneaux à base de bois à usage structural devront notamment :

- être marqués CE selon NF EN 13986 ou NF EN 14374 (ou ETE) ;
- être adaptés à la Classe de Service et la Classe d'Emploi de l'ouvrage en poutres en I considéré ;
- se conformer aux exigences du DTU 51.3 ;
- se conformer le cas échéant aux exigences éventuelles des DTU référencés aux paragraphes 4.8 et 5.8 ;
- se conformer aux exigences de la NF EN 1995-1-1 pour la fonction de diaphragme.

On privilégiera les panneaux aux rives usinées aux 4 faces (rainures et languettes).

2.3.2 Dispositions constructives

La mise en œuvre des panneaux support de plancher devra être conforme au DTU 51.3, dont on rappelle ici les dispositions principales :

- la pose se fait à joints décalés (pose dite à coupe de pierre) ;
- les panneaux doivent reposer sur 3 appuis au moins, sauf cas particuliers liés à la pose en coupe de pierre (*Figure 10*) ;
- l'axe longitudinal du panneau est perpendiculaire à l'axe des poutres en I ;
- les extrémités des panneaux doivent être soutenues en continu : l'entraxe des poutres en I est un sous-multiple de la longueur du panneau ;
- les rives longitudinales des panneaux doivent être usinées (rainures et languettes) et assemblées ou assemblées par des pièces de bois en sous-face lorsqu'elles sont à bord droit ;
- la longueur d'appui minimum des panneaux sur la poutre ou sur les rives est de 18 mm (*Figure 9*) ;
- un jeu de 1 mm aux joints de panneau est recommandé (*Figure 9*) ;
- un jeu périphérique de 10 mm (*Figure 10*) doit être observé ;
- les panneaux sont cloués ou vissés aux poutres en I (*Figure 10*) :
 - à 300 mm d'intervalle maximum sur les appuis intermédiaires du panneau,
 - à 150 mm d'intervalle maximum aux extrémités supportées des panneaux.

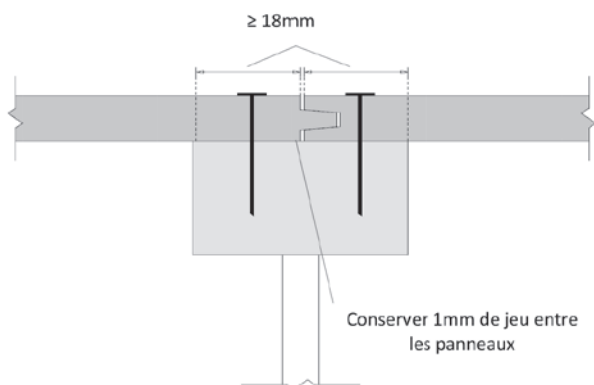


Figure 9 – Appui des panneaux sur les poutres

On veillera à adapter la longueur des éléments de fixation (clous, vis) aux dimensions de l'élément fixé.

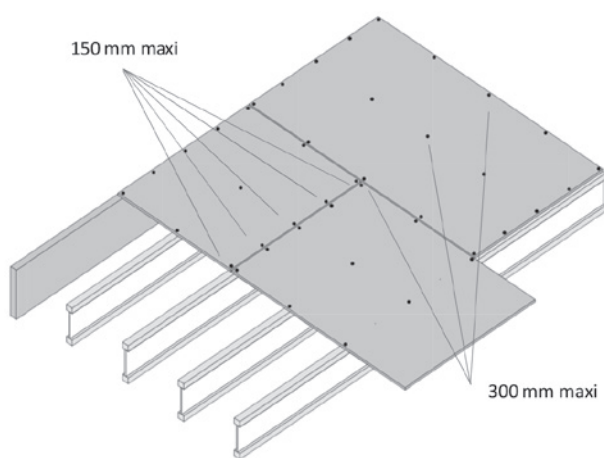


Figure 10 – Pose et fixation des panneaux

Lorsque la fonction de diaphragme est visée, on devra en outre assurer la continuité mécanique au niveau des rives longitudinales des panneaux.

2.4 Dispositions spécifiques aux Connecteurs

Les structures de plancher ou toiture en poutres en I à base de bois font également entrer dans leur fonctionnement structural les connecteurs métalliques tridimensionnels pour certains assemblages porteurs.

2.4.1 Exigences

Les connecteurs tridimensionnels devront notamment :

- être titulaire d'un ATE selon l'ETAG 015 ou d'une ETE basée sur un DEE ayant l'ETAG 015 comme référence ;
- être marqués CE ;
- être adaptés à la Classe de Service et la Classe d'Emploi de l'ouvrage en poutres en I considéré.

2.4.2 Dispositions constructives

Les connecteurs sont fixés conformément aux prescriptions du fabricant pour le support considéré.

Le connecteur est choisi de manière à s'adapter à la poutre en I concernée. Dans certains cas, on utilise deux connecteurs séparés au même appui pour une même poutre.

La largeur de l'assise du connecteur doit être égale à la largeur de la poutre (augmentée des éventuels goussets) qu'il supporte avec une tolérance de : - 0/+ 3 mm.

Lorsqu'un seul connecteur est utilisé à un appui, la hauteur du connecteur doit être telle que :

- si aucun renfort n'est présent, la membrure haute soit maintenue latéralement par le connecteur sur une hauteur ≥ 10 mm et d'au moins 25 % de la hauteur h_f de la membrure (Figure 11) ;
- si des renforts sont présents, au moins 60 % de la hauteur de la poutre sont maintenus (Figure 11).

Lorsque deux connecteurs sont utilisés au même appui, chacun d'entre eux doit maintenir la membrure la plus proche sur toute sa hauteur. (Figure 11)

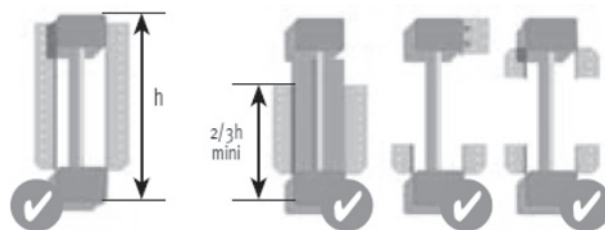


Figure 11 – Assemblages par connecteurs adaptés

On veillera à adapter la longueur des éléments de fixation (clous, vis) aux dimensions de l'élément fixé.

2.4.3 Dimensionnement

On vérifie séparément la capacité portante du connecteur (ou de l'assemblage) et la résistance sur appui de la poutre en I. La présente section ne traite que du connecteur (ou de l'assemblage).

Le dimensionnement du connecteur se fait conformément à la NF EN 1995-1-1, au moyen de la capacité portante caractéristique listée dans l'ATE ou ETE du connecteur concerné, pour la configuration d'assemblage envisagée.

Sauf indication contraire explicite liée au mode de rupture, on applique le coefficient partiel γ_M défini dans l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 pour les assemblages.

Lorsque l'assemblage implique une fixation dans un élément à base de bois, le coefficient k_{mod} défini dans la NF EN 1995-1-1 pour ce matériau s'applique également. Il ne s'applique pas lorsque qu'aucune fixation dans un élément à base de bois n'est présente.

Le facteur d'effet de système k_{sys} définis dans la NF EN 1995-1-1 ne s'applique pas à la capacité portante du connecteur.

La résistance de calcul aux ELU est :

$$R_d = k_{mod} * R_k / \gamma_M$$

où :

R_d capacité portante de calcul du connecteur

R_k capacité portante caractéristique du connecteur

2.5 Dispositions constructives

2.5.1 Appuis

Aux appuis, les poutres en I doivent être supportées par le dessous, soit en reposant sur le matériau support (appui simple), soit au moyen d'un connecteur qui, lui, fournira le support adéquat (appui sur connecteur).

On distingue les appuis simples selon la nature du matériau support :

- bois ;
- métal ;
- béton ou maçonnerie.

Les configurations d'appui usuelles sont décrites ci-après, ainsi qu'au paragraphe 3.6 pour les structures de plancher et aux paragraphes 4.6 et 5.6 pour les structures de toiture.

2.5.1.1 Longueur minimale d'appui

La longueur minimale d'appui est stipulée dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée. Cette longueur minimale d'appui peut être différente aux appuis d'extrémité et aux appuis intermédiaires.

Note : la résistance sur appui dépend de la longueur d'appui de la poutre sur le support.

2.5.1.2 Appui simple sur support bois

Les poutres en I doivent être fixées mécaniquement au support bois à chaque appui avec au minimum 1 fixation lardée de part et d'autre de la poutre.



Figure 12 – Fixation sur appui simple

Le respect des distances minimales (règles de pinces) définies au paragraphe 8 de la NF EN 1995-1-1 doivent être vérifiées, notamment les distances à l'extrémité de la poutre et au bord de la membrure. Compte-tenu de la variété des composants, des sections et des éléments de fixation utilisés, les conditions de fixation doivent être spécifiées dans le DTA.

Les poutres en I doivent être maintenues latéralement à chaque appui tel que défini au paragraphe 2.5.2.

2.5.1.3 Appui simple sur support métallique

Les poutres en I doivent être fixées mécaniquement au support métallique à chaque appui.

Cette disposition étant rarement applicable d'un point de vue pratique, on préférera un appui sur connecteur (voir alors paragraphe 2.5.1.5) :

- soit un connecteur à brides supérieures reposant sur une lisse bois elle-même fixées sur le support métallique (Figure 13) ;
- soit un connecteur spécifique adapté à une fixation sur support métallique.

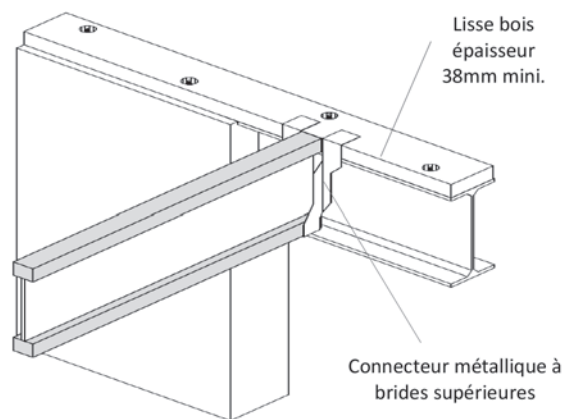


Figure 13 – Appui sur poutre métallique

Les poutres en I doivent être maintenues latéralement à chaque appui par le connecteur ou par entretoises (anti-dévers), tel que défini au paragraphe 2.5.2.

2.5.1.4 Appui simple sur support béton ou maçonnerie

La longueur d'appui minimale doit être portée à 50 mm.

Dans le cas d'un appui en empochement, les poutres en I comme toute pièce de bois doivent être isolées de tout contact direct avec le béton ou la maçonnerie par un film approprié.

Les poutres en I posées en empochement le sont alors dans une réservation prévue à cet effet, remplie au mortier afin de bloquer latéralement la poutre, après s'être assuré que l'ensemble de la poutre en contact avec le mur aura été protégée par un film approprié.

L'empochement ainsi réalisé apporte le maintien latéral des poutres en I aux appuis.

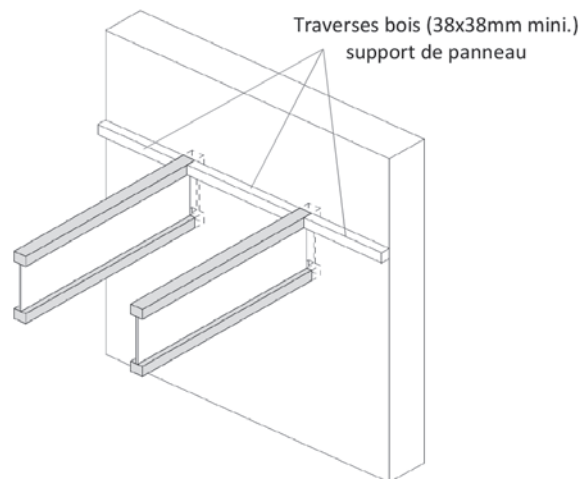


Figure 14 – Appui sur mur maçonné (empochement)

Ce type d'appui n'est pas justifiable sous sollicitation sismique.

2.5.1.5 Appui sur connecteur

Il existe des connecteurs à la fois pour les supports bois et pour les supports béton ou maçonnerie.

Les dispositions spécifiques au connecteur sont précisées au paragraphe 2.4. Le respect de ces dispositions assure le maintien latéral des poutres en I à ces appuis.

La longueur d'assise du connecteur devra respecter la longueur minimale d'appui de la poutre en I.

Inversement, la poutre en I devra être ajustée en longueur afin d'assurer le respect de la longueur d'appui prise en compte dans le dimensionnement.

2.5.1.6 Charges localisées aux appuis

Les poutres en I ont une capacité limitée à reprendre des charges élevées localisées au-dessus d'un appui.

En l'absence de spécification dans l'ATE ou l'ETE de la poutre en I concernée, dès lors qu'une telle charge excède 2,0 kN par poutre en I (non pondéré), un dispositif de transfert de charge au support est installé de part et d'autre de la poutre, à savoir :

- soit une paire de blocs de transfert de charge en bois, lamibois (LVL) ou autre matériaux dérivés du bois (Figure 15) dont les dimensions minimales sont :
 - épaisseur ≥ 38 mm ,
 - largeur = longueur d'appui ,
 - hauteur = hauteur de la poutre en I + 2 mm ;
- soit une entretoise en bois, lamibois (LVL), poutre en I, ou autre matériaux dérivés du bois (Figure 16) de hauteur égale à celle de la poutre.

Moyennant la vérification de la capacité portante du dispositif de transfert de charge, on considère alors que la charge localisée au-dessus de l'appui ne s'applique plus à la poutre en I et est transférée directement au support.

Cette disposition ne s'applique pas aux charges d'exploitation concentrées définie à la NF EN 1991-1-1, qui est vérifiée par ailleurs.

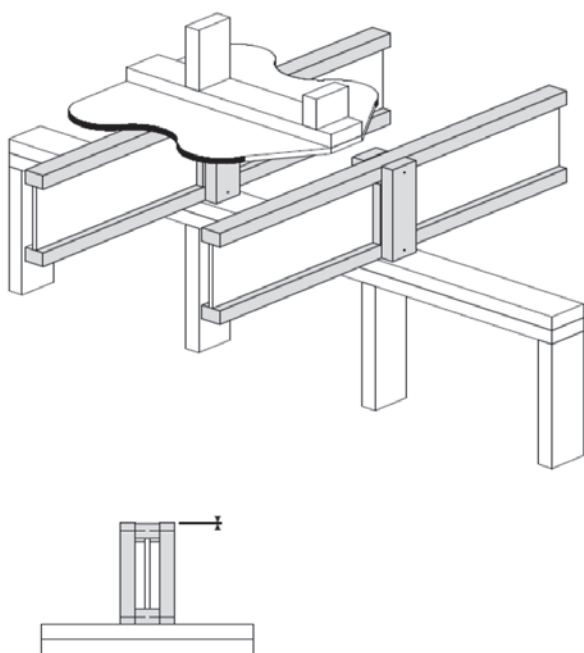


Figure 15 – Blocs de transfert de charge à l'appui

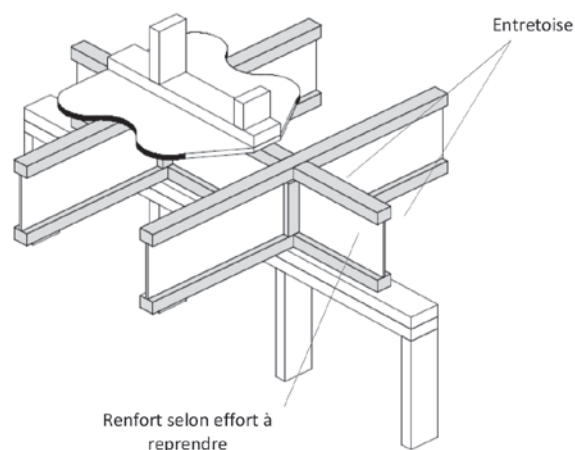


Figure 16 – Entretoise de transfert de charge à l'appui

2.5.2 Stabilité latérale (déversement)

2.5.2.1 Dispositif de maintien latéral quasi-continu

Un dispositif de maintien latéral quasi-continu est caractérisé par :

- une fixation mécanique à chaque poutre en I d'un ouvrage (solivage, charpente) à un intervalle resserré le long de la poutre (usuellement 150 mm ou 300 mm) et n'excédant pas 8 fois la largeur de la membrure concernée (*) ;
 - une rigidité dans son plan qui permet de reprendre les efforts de déversement.
- Sont considérés comme dispositif de maintien latéral quasi-continu :
- un panneau installé conformément aux prescriptions du paragraphe 2.3.2 ;
 - un lattage/contre-lattage avec feuillard de contre-ventement ;
 - un écran de fermeture (tel que défini au paragraphe 1.5) fixé à intervalle maximal de 150 mm ;
 - un voligeage fixé à un point dur ;
 - tout dispositif de type grille fixé mécaniquement à chaque poutre en I à un intervalle n'excédant pas 8 fois la largeur de la membrure concernée.

Dans tous les cas, le dispositif de maintien latéral quasi-continu doit être appuyé sur un système capable de reprendre les efforts nécessaires au blocage du déversement.

En outre, la présence d'un dispositif de maintien latéral quasi-continu sur une membrure (usuellement la membrure supérieure) ne s'applique qu'à celle-ci. On veillera à vérifier et à assurer la stabilité latérale de l'autre membrure (usuellement la membrure inférieure) par un dispositif approprié (voir 2.5.2.4).

(*) La méthode d'essai de flexion du TR 002 permettant d'évaluer le moment résistant caractéristique de la poutre en I prescrit des maintiens latéraux à une distance égale à 8 fois la largeur de la poutre. Ceci sous-tend qu'à une telle distance de flambement le moment critique est égal au moment caractéristique.

2.5.2.2 Dispositifs de maintien latéral (anti-dévers) discontinu

Un dispositif de maintien latéral discontinu (anti-dévers) doit :

- maintenir latéralement la membrure haute et basse ;
- être fixé mécaniquement aux poutres en I, idéalement aux deux membrures ;
- être capable de reprendre et de transférer l'effort de flambement cumulé ;
- avoir un point d'appui sur la ligne des dispositifs de maintien.

Sont considérés comme dispositif de maintien latéral discontinu :

- une entretoise (Figure 17 et 18) de hauteur égale à celle de la poutre en I à maintenir ; l'entretoise peut être en bois, lamibois (LVL), poutre en I, ou autre matériaux dérivés du bois ;
- un dispositif en croix de St-André ou croisillons (Figure 20), fixés aux membrures, mais aussi entre eux (ce dispositif n'est pas un dispositif de transfert de charge localisée aux appuis) ;
- une entretoise en panneau dérivés du bois à usage structural (Figure 19), de hauteur égale à celle de la poutre en I à maintenir, et renforcé de part et d'autre par des pièces de bois de blocage au droit de la poutre ;
- une lisse filante triangulée et/ou fixée à un point dur telle que définie au NF DTU 31.3 (anti-flambement).

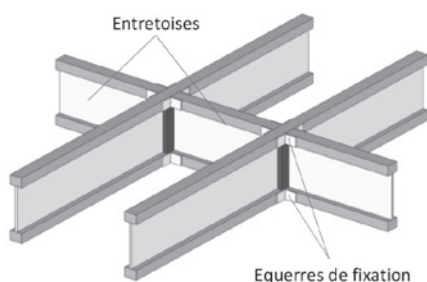


Figure 17 – Entretoise (anti-dévers) en poutre en I

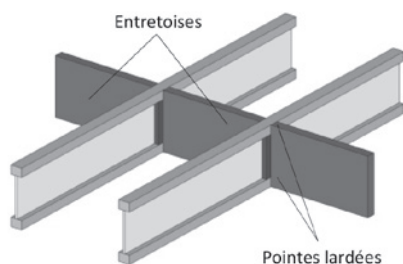


Figure 18 – Entretoise (anti-dévers) de section rectangulaire

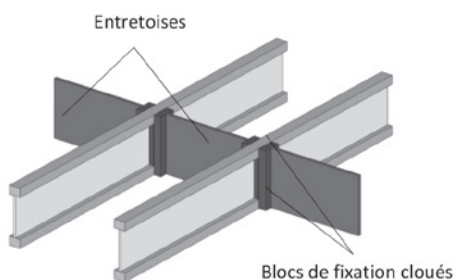


Figure 19 – Entretoise (anti-dévers) en panneau à base de bois

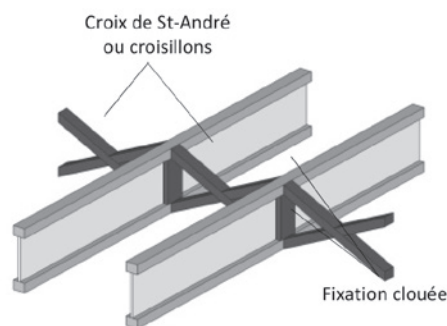


Figure 20 – Entretoise (anti-dévers) en croix de St-André ou croisillons bois

2.5.2.3 Stabilité latérale au droit des appuis

Les poutres doivent être maintenues latéralement à chaque appui par fixation de la poutre au support et :

- aux appuis d'extrémité :
 - soit par fixation à une planche de rive au niveau de la membrure haute et basse (Figure 21),
 - soit par mise en place d'entretoises (anti-dévers) (Figure 22 et paragraphe 2.5.2.2),
 - soit par un connecteur respectant les dispositions du paragraphe 2.4 ;
- aux appuis intermédiaires :
 - en l'absence de charge localisée au-dessus de l'appui : par fixation du panneau à usage structural (ou tout autre dispositif de maintien latéral quasi-continu) à la membrure haute,
 - en présence d'une charge localisée au-dessus de l'appui par le respect des dispositions du paragraphe 2.5.1.6 ;
- aux appuis de porte-à-faux : par mise en place d'entretoises (anti-dévers) dans tous les cas (voir Figure 23 et paragraphe 2.5.2.2), à l'exception des porte-à-faux de petite dimension (*).

(*) Un porte-à-faux est considéré de petite dimension, dès lors que la longueur libre (mesurée à partir de la face extérieure de l'appui) du porte-à-faux L_{deb} est inférieure ou égale à la hauteur H de la poutre.

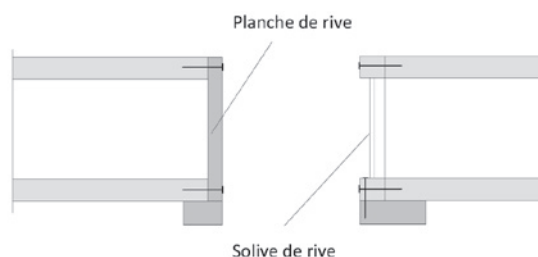


Figure 21 – Maintien latéral à l'appui par planche de rive

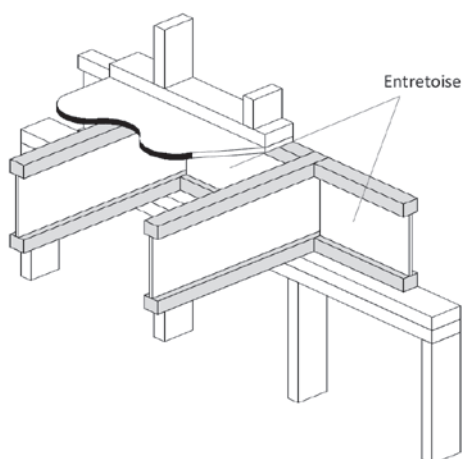


Figure 22 – Maintien latéral à l'appui par entretoise

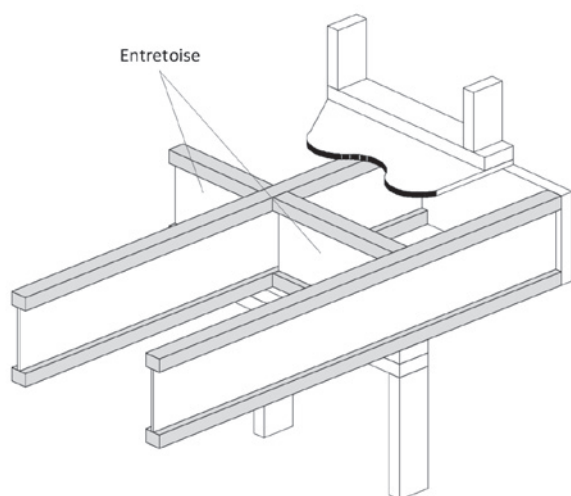


Figure 23 – Entretoise aux appuis et rive de porte-à-faux

2.5.2.4 Stabilité latérale en partie courante

Du fait de la géométrie et de la constitution même des poutres en I, on procèdera à une analyse séparée du phénomène d'instabilité dans la membrure haute et la membrure basse, selon les différentes configurations de chargement.

En outre, les poutres en I permettant de par leur longueur le franchissement de portées et appuis multiples, une attention particulière est à porter aux inversions d'efforts de traction et compression dans les membrures, notamment au droit des appuis intermédiaires ou de porte-à-faux.

La longueur de flambement est égale à la distance entre deux points successifs de maintien latéral (appuis compris). Elle doit être doublée dans le cas d'un porte-à-faux, ou lorsque les points de maintien latéral ne sont pas appuyés sur un point dur.

La présence d'un dispositif de maintien latéral quasi-continu dispense de la vérification du déversement de la membrure ainsi maintenue.

Les extrémités des poutres en I en porte-à-faux étant particulièrement instables, elles doivent être maintenues latéralement par fixation à une planche de rive au niveau de la membrure haute et basse (Figure 23).

2.5.3 Assemblage de poutres multiples

On assemble 2 voire 3 plis de poutres en I (poutres multi-plis ou à plis multiples) afin de les solidariser pour reprendre les charges et les efforts induits et doubler ou tripler la capacité portante de la poutre en I seule.

Dans tous les cas les poutres assemblées devront avoir les mêmes appuis et la même longueur.

Lorsque la poutre à plis multiples est uniquement soumise à des charges uniformément réparties s'appliquant de manière symétrique de part et d'autre de la poutre ainsi constituée, il suffit de fixer le panneau à usage structural sur chacun des plis (chacune des poutres en I individuelles) pour solidariser leur action.

Dès lors que le chargement de la poutre à plis multiples est dissymétrique et/ou non uniformément réparti, les poutres individuelles doivent en outre être solidarisées au moyen de dispositifs complémentaires :

- pour les poutres en I à âme bois :
 - soit au moyen de planches de calage (Figure 24),
 - soit au moyen de connecteurs métalliques spécifiquement développés pour l'assemblage de plis multiples de poutres en I sans planche de calage (Figure 25) ;
- pour les poutres en I à âme métallique :
 - au moyen de vis spécifiques permettant l'assemblage transversal des membrures hautes et basses de chaque pli (Figure 26),
 - pour des membrures de forte section au moyen de tiges filetées boulonnées après pré-perçement (Figure 27).

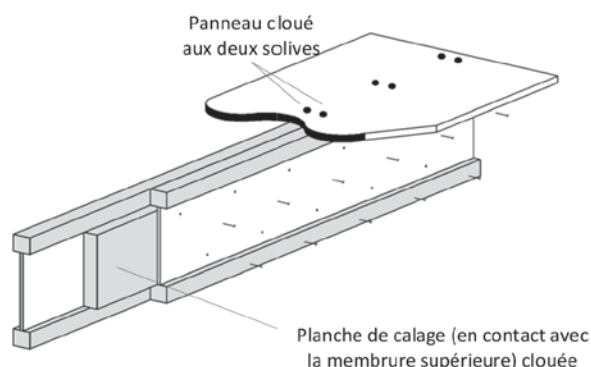
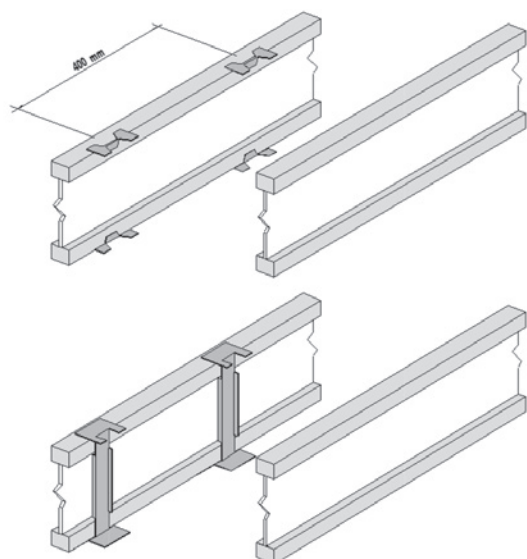


Figure 24 – Assemblage de poutres multiples par planches de calage



(Espace selon documentation des fabricants de connecteurs)

Figure 25 – Assemblage de poutres multiples par connecteurs spécifiques

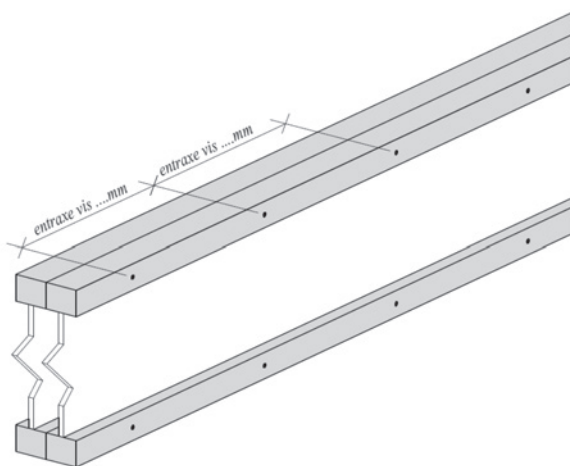


Figure 26 – Assemblage de poutres multiples par vis spécifiques

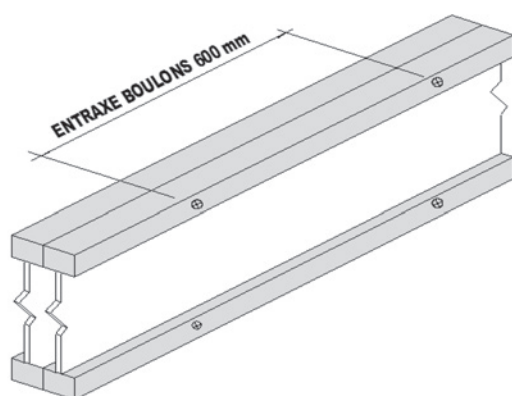


Figure 27 – Assemblage de poutres multiples par boulons

Pour l'assemblage de plis multiples de poutres en I à âme bois par planche de calage (Figure 24) :

- les plis sont solidarisés au moyen de planches de calages en bois, lamibois (LVL), ou autres matériaux dérivés du bois :
 - d'épaisseur = $b_f - b_w$ (distance entre les deux âmes),
 - de longueur 1,0 m,
 - de hauteur inférieure d'au moins 5 mm (jeu) à la hauteur libre de l'âme h_w ;
- les planches de calage sont installées :
 - au niveau de chaque appui, et au maximum tous les 2,5 m,
 - au niveau de tout connecteur supporté par la poutre multi-plis,
 - sous toute charge concentrée ;
- on assemble les âmes et les planches de calage par clouage de part et d'autre des âmes, avec au moins deux rangées de clous traversants, alternativement cloués de part et d'autre.

Compte-tenu de la variété des sections utilisées, un tableau spécifiant les dimensions des planches de calage pour les différentes sections de poutres devra figurer au DTA.

Pour l'assemblage de poutres multiples par connecteurs spécifiques, on se reportera aux spécifications des fabricants de ces connecteurs.

L'assemblage de poutres multiples sous chargement dissymétrique et/ou non uniformément réparti doit être justifié tel que défini au paragraphe 2.9.16.

2.5.4 Chevêtres

L'assemblage d'un chevêtre à base de poutres en I peut s'avérer complexe de par la géométrie de la section des poutres. On privilégiera donc des porteurs et chevêtres en section de bois, lamibois (LVL), ou autres matériaux dérivés du bois de section rectangulaire, sur lesquels de simples assemblages par connecteur sont possibles.

L'assemblage d'un chevêtre en poutres en I est réalisé comme suit (Figure 28) :

- dans le cas d'un porteur à plis multiples, solidariser les plis tels que défini au paragraphe 2.5.3 ;
- pour fixer le connecteur du chevêtre sur le porteur, ou le connecteur de la solive (ou du chevron) sur le chevêtre, et afin d'éviter la rotation de la membrure haute :
 - pour les poutres en I à âme bois : un bloc de clouage est cloué contre l'âme du porteur, en contact avec la membrure haute pour un connecteur à brides supérieures (Figure 29) ou avec la membrure basse pour un connecteur à brides latérales (Figure 30)
 - pour les poutres en I à âme métallique : un gousset est cloué aux membrures haute et basse du porteur (Figure 31)

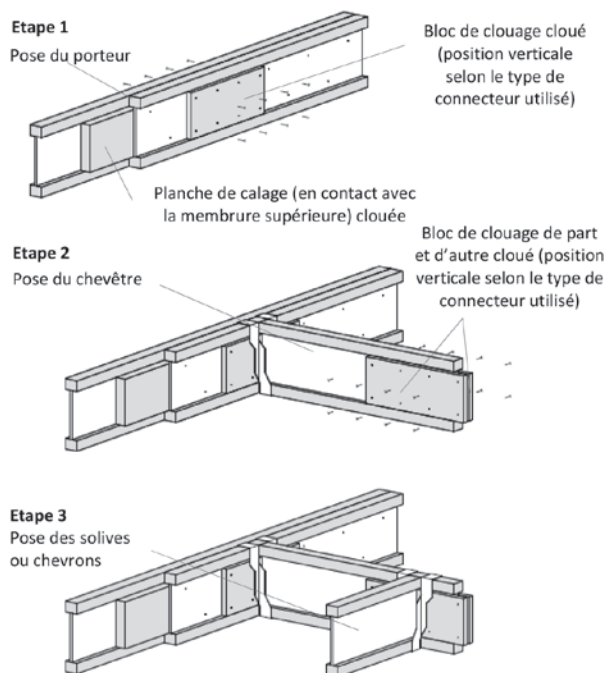


Figure 28 – Chevêtre en poutres en I à âme bois

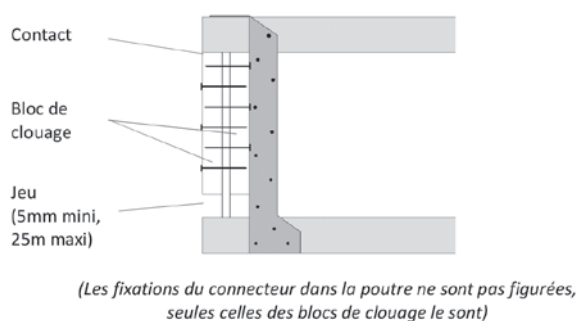


Figure 29 – Chevêtre – Bloc de calage avec étrier à brides supérieures

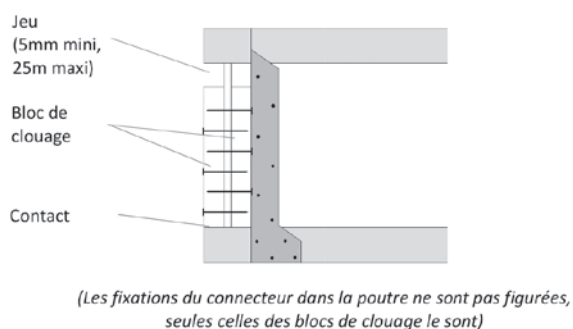


Figure 30 – Chevêtre – Bloc de calage avec étrier à brides latérales

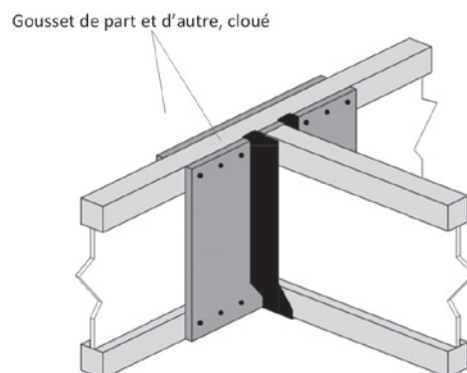


Figure 31 – Chevêtre avec Goussets

Un tableau spécifiant les dimensions des blocs de clouage pour les différentes sections de poutres pourra figurer au DTA.

Des solutions utilisant des connecteurs métalliques spécialement développés pour l'assemblage de chevêtres en poutre en I sans gousset ou bloc de clouage sont également possibles (Figure 32).

Dans le cas d'un chevêtre de conduit de fumée on respectera la distance périphérique minimale spécifiée au NF DTU 24.1 ou, pour des conduits métalliques, les prescriptions de l'Avis Technique correspondant, tant au niveau du plancher que de la toiture.

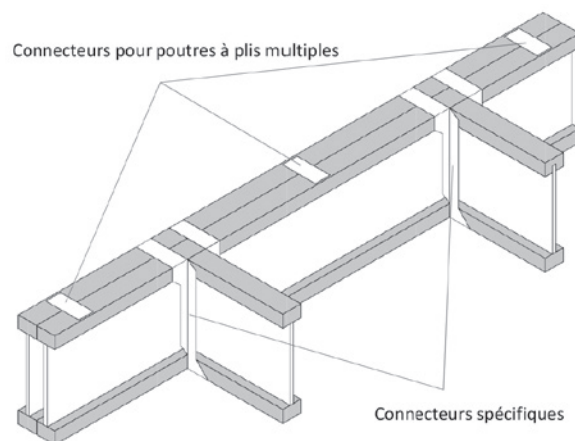


Figure 32 – Chevêtre avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage

2.5.5 Entailles

Les poutres en I à base de bois ne permettent pas de réaliser des entailles dans les membrures.

2.6 Sécurité vis-à-vis de l'incendie

2.6.1 Réaction au feu

Conformément à l'arrêté du 21 novembre 2002, le classement Euroclasses en réaction au feu est stipulé :

- soit dans ans l'ATE ou ETE de la poutre en I concernée, usuellement pour ses composants ;
- soit par un procès-verbal d'essai délivré par un laboratoire agréé.

2.6.2 Résistance au feu

La poutre en I à base de bois seule ne peut fournir une résistance au feu suffisante à elle seule, la mise en œuvre d'un écran en sous-face est donc requise pour satisfaire aux exigences de résistance au feu de la réglementation incendie en vigueur, tout en veillant à prendre en compte les situations particulières liées aux éventuels plénums.

Conformément aux conditions prévues par l'arrêté du 22 mars 2004 modifié, la convenance d'un complexe de plancher ou toiture en poutres en I à base de bois doit être validée :

- soit par un procès-verbal d'essai délivré par un laboratoire agréé ;
- soit par un avis de laboratoire agréé ;
- soit par l'application de dispositions constructives (écrans en sous-face) définies dans la NF EN 1995-1-2 et son Annexe nationale.

2.7 Isolation Acoustique

L'isolement acoustique et la transmission des bruits de chocs des parois en poutres en I à base de bois est évaluée par essais selon NF EN ISO 717-1 et NF EN ISO 717-2.

2.8 Isolation Thermique

La performance thermique des ouvrages en poutres en I à base de bois se détermine par le calcul au moyen des règles de calcul de la réglementation thermique en vigueur, sur la base des conductivités thermiques de ses composants.

Dans le cas de parois fortement isolées, le calcul de la transmission surfacique U_p devra être complété par la prise en compte de la déperdition linéique (pont thermique) à travers la poutre en I.

2.9 Calcul des poutres en I

2.9.1 Principe

Le calcul des poutres en I se fait suivant la théorie des poutres dans le domaine élastique, en considérant la poutre en I comme une poutre simple, sur une ou plusieurs portées, simplement supportée par ses appuis.

Le calcul de RDM donne les efforts agissants et les déformations :

- réaction aux appuis ;
- effort tranchant en tout point ;
- moment fléchissant en tout point ;
- déformations due à la flexion ;
- déformation due au tranchant.

Note : la déformation due au tranchant des poutres en I peut être significative (plus de 20 % de la déformation totale) et doit être prise en compte dans le calcul de la flèche totale.

Le dimensionnement de la poutre en I se fait suivant la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale.

2.9.2 Portée de calcul

La portée effective de calcul L_{eff} prise en compte pour le dimensionnement des poutres en I doit au moins être égale à la distance entre axes de ses appuis. Par simplification elle peut être prise égale à la longueur totale de la poutre L_{tot} .

Aux extrémités, lorsque la longueur d'appui est supérieure à celle requise (longueur minimale du paragraphe 2.5.1.1 ou longueur requise pour reprendre la réaction à l'appui), L_{eff} peut être mesurée à partir du milieu de la longueur d'appui requise $l_{b,req}$.

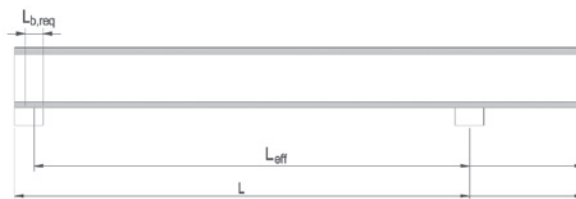


Figure 33 – Portées de calcul

La portée de calcul effective L_{eff} est utilisée pour le calcul du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de la déformation.

Pour la détermination de la réaction aux appuis, la longueur totale de la poutre L_{tot} doit être prise en compte.

Les dispositions du présent document s'appliquent à des appuis dont la longueur n'excède pas 300 mm.

Dans le cas d'appuis de longueur ≥ 300 mm, une étude particulière devra être réalisée par le concepteur.

2.9.3 Réduction des charges contribuant à l'effort tranchant aux appuis

Dans le cas des poutres en I, l'applicabilité de la réduction des charges contribuant à l'effort tranchant selon les dispositions du paragraphe 6.1.7(3) de la NF EN 1995-1-1/A1 est précisée par l'ATE, l'ETE ou l'Avis Technique.

Dans le cas contraire, ou en l'absence d'éléments permettant de justifier de leur applicabilité dans le cadre d'un DTA ou Avis Technique, les dispositions du paragraphe 6.1.7(3) de la NF EN 1995-1-1/A1 ne s'appliquent pas, et sont remplacées par les dispositions suivantes.

2.9.3.1 Appuis d'extrémité

Aucune réduction des charges n'est admise.

2.9.3.2 Appuis intermédiaires

La contribution à l'effort tranchant des charges uniformément réparties situées de part et d'autre de l'appui à une distance H de la face de l'appui peut être négligée. Cette réduction ne s'applique pas aux charges permanentes.

Aucune réduction n'est admise pour les charges concentrées.

2.9.3.3 Appuis de porte-à-faux

Aucune réduction des charges n'est admise du côté du porte-à-faux.

Du côté de la portée adjacente au porte-à-faux, les conditions d'un appui intermédiaire s'appliquent.



Figure 34 – Zones de réductions des charges contribuant à l'effort tranchant

2.9.4 Charges

Les charges appliquées sont déterminées à partir des conditions du projet et des normes suivantes :

- NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale pour les charges permanentes et charges d'exploitation ;
- NF EN 1991-1-3 et son Annexe nationale pour les charges de neige ;
- NF EN 1991-1-4 et son Annexe nationale pour les actions du vent ;
- NF EN 1991-1-6 et son Annexe nationale pour les actions durant l'exécution ;
- NF EN 1998-1 et son Annexe nationale pour les actions sismiques.

Les combinaisons de charges prises en compte sont celles définies dans la NF EN 1990 et son Annexe nationale, complétées des prescriptions de la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale.

Les charges permanentes devront pour certaines vérifications être scindées en deux fractions, définies comme suit :

- charge permanente initiale G_0 : la fraction des charges permanentes induites par le poids propre de la structure porteuse primaire, ainsi que par le poids propre des éléments présents avant les éléments de second-œuvre ;
- charge permanente de second-œuvre G_1 : la fraction des charges permanentes induites par le poids propre des éléments de second-œuvre (plafond, revêtement de sol, etc.).

La charge uniformément répartie pour les cloisons légères définie dans NF EN 1991-1-1, paragraphe 5.2.2(2) et paragraphe 6.3.1.2(8) est usuellement considérée comme charge de second-œuvre, sauf lorsque l'on peut être certain que lesdites cloisons seront installées avant les éléments de second-œuvre.

2.9.5 Configurations de chargement

Dans le cas de portées multiples, par application du principe de mobilité des charges variables (exploitation, neige, vent) dans le but de déterminer les configurations les plus défavorables, on vérifie notamment les configurations de chargement suivantes (Figure 35) :

- pour deux portées et plus :
 - chargement alterné des portées paires,
 - chargement alterné des portées impaires ;
- Pour trois portées et plus :
 - chargement adjacent des portées 1/2, 5/6, etc.,
 - chargement adjacent des portées 2/3, 6/7, etc.,
 - chargement adjacent des portées 3/4, 7/8, etc.,
 - chargement adjacent des portées 1, 4/5, etc..

Dans tous les cas, il est de la responsabilité du concepteur de définir et vérifier l'ensemble des configurations de chargement applicables dans les conditions du projet.

Un porte-à-faux doit être considéré comme une portée au regard de l'ensemble des configurations décrites précédemment.

Ces configurations de chargement sont vérifiées aux ELU et aux ELS.

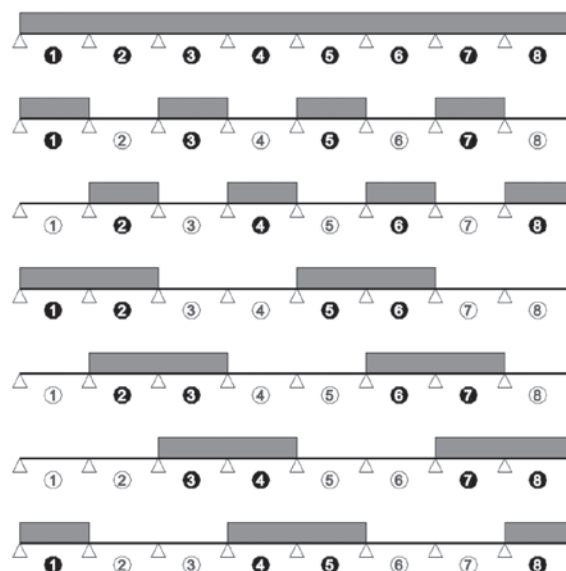


Figure 35 – Configurations de chargement

Si la poutre est considérée comporter un ou plusieurs percements conformément au paragraphe 2.1.5, on vérifie en outre, et pour chaque perçement pris séparément les deux configurations suivantes :

- pour un percement rond (Figure 36) :
 - chargement de la demi-portée à gauche du percement jusqu'à l'axe du percement,
 - chargement de la demi-portée à droite du percement jusqu'à l'axe du percement ;
- pour un percement rectangulaire (Figure 37) :
 - chargement de la demi-portée à gauche du percement jusqu'au bord droit du percement,
 - chargement de la demi-portée à droite du percement jusqu'au bord gauche du percement.

Ces configurations de chargement sont vérifiées aux ELU.

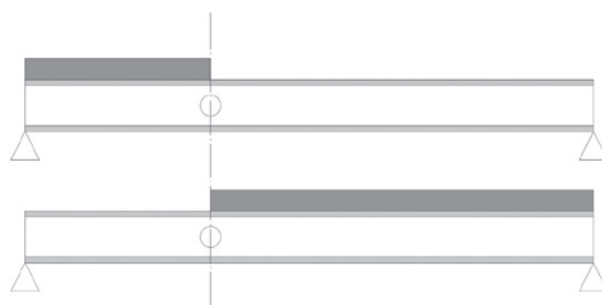


Figure 36 – Configuration de chargement – Percement rond

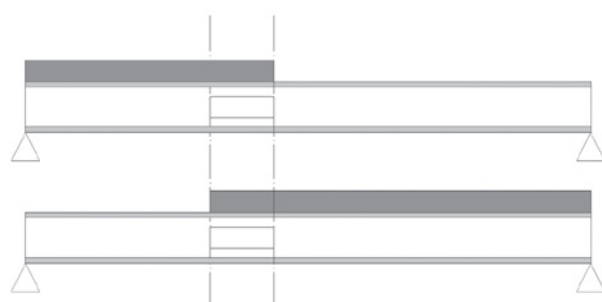


Figure 37 – Configuration de chargement – Percement rectangulaire

2.9.6 Vérification sous Charge concentrée

Conformément à la NF EN 1991-1-1, paragraphe 6.2.1(3) pour les planchers et paragraphe 6.3.4.2(3) pour les toitures, une vérification complémentaire sous charge concentrée, combinée aux seules charges permanentes, doit être réalisée, afin d'assurer une résistance localisée minimum.

Cette vérification s'applique uniquement aux ELU, par application de la charge concentrée au lieu le plus défavorable. Ce dernier peut différer selon l'effort pris en compte dans la vérification.

Selon l'effort vérifié à l'ELU, on applique la charge concentrée alternativement au minimum à chacun des lieux suivants :

- pour la réaction aux appuis :
 - au-dessus de chacun des appuis ;
- pour l'effort tranchant :
 - à la face de chaque appui, et de part et d'autre de chaque appui intermédiaire ou de porte-à-faux,
 - à l'axe de chaque percement rond,
 - à chacun des deux bords de chaque percement rectangulaire ;
- pour le moment fléchissant :
 - dans chaque portée, au lieu du moment fléchissant maximal (ou de la déformation maximale) sous charges permanentes uniquement,
 - à l'extrémité de chaque porte-à-faux.

Dans tous les cas, il est de la responsabilité du concepteur de définir et vérifier l'ensemble des configurations de chargement applicables dans les conditions du projet.

2.9.7 Coefficient partiel pour les matériaux γ_M

Dans le cas général, on appliquera pour les vérifications aux ELU le coefficient partiel pour les matériaux γ_M tel que défini pour la poutre en I au paragraphe 2.1.3 :

- soit le coefficient partiel γ_M du composant de la poutre en I entrant en ligne de compte pour chacune des vérifications (par exemple celui des membrures pour les vérifications en flexion, celui de l'âme pour les vérifications en cisaillement),
- soit un coefficient partiel γ_M spécifique unique appliqué uniformément à la vérification de tous les efforts agissants.

Pour les vérifications accidentelles : $\gamma_M = 1,0$.

2.9.8 Coefficient de modification k_{mod}

On considère que les composants d'une poutre en I à base de bois interviennent de manière différenciée dans la reprise des efforts agissants :

- les membrures interviennent principalement dans la reprise du moment fléchissant et des efforts axiaux,
- l'âme intervient principalement dans la reprise de l'effort tranchant et du cisaillement longitudinal,
- l'effort de réaction aux appuis est repris de manière hybride par la membrure et l'âme, selon le mode de rupture, et la présence ou non de renforts aux appuis.

On tient compte de l'éventuel comportement différent des matériaux composant les membrures et l'âme vis-à-vis de l'humidité et de la durée de chargement par l'application de coefficients k_{mod} (NF EN 1995-1-1, paragraphe 3.1.3) différenciés selon l'effort et/ou l'élément vérifié.

L'ATE ou ETE de la poutre en I concernée définit les coefficients k_{mod} à prendre en compte.

Ces coefficients pourront être ceux définis dans la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale :

- pour le matériau des membrures dans la vérification :
 - du moment fléchissant,
 - des efforts axiaux,
 - de la résistance sur appui avec renfort ;
- pour le matériau de l'âme dans la vérification :
 - de l'effort tranchant,
 - de la résistance sur appui sans renfort,
 - des percements.

2.9.9 Coefficient de déformation k_{def}

On considère que les composants d'une poutre en I à base de bois interviennent de manière différenciée dans la déformation à long terme de la poutre :

- les membrures interviennent principalement dans la déformation due à la flexion,
- l'âme intervient principalement dans la déformation due au tranchant.

On tient compte de l'éventuel comportement différent des matériaux composant les membrures et l'âme vis-à-vis du fluage par l'application de coefficients k_{def} (NF EN 1995-1-1, paragraphe 3.1.4) différenciés selon la fraction de la déformation calculée.

L'ATE ou ETE de la poutre en I concernée définit les coefficients de déformation à prendre en compte.

Ces coefficients pourront être ceux définis dans la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale :

- pour le matériau des membrures dans le calcul de la déformation due à la flexion,
- pour le matériau de l'âme dans le calcul de la déformation due au tranchant.

2.9.10 Résistance sur Appui

La résistance aux appuis d'une poutre en I dépend :

- du type d'appui (extrémité ou intermédiaire),
- de la longueur d'appui,
- de la présence ou non de renfort.

La poutre en I pouvant présenter différents modes de rupture du fait de son caractère hybride, il est en général nécessaire de définir au moment de l'évaluation la loi de comportement de la résistance sur appui caractéristique selon la longueur d'appui.

L'ATE ou ETE de la poutre en I concernée peut donc préciser des valeurs caractéristiques de résistance sur appui différentes :

- pour la longueur d'appui minimale (L_{min}) et une longueur d'appui maximale de référence (L_{max}) ;
- pour un appui d'extrémité (*ext*) et un appui intermédiaire (*int*) ;
- avec (R) et sans renfort (-).

Note : les notes entre parenthèses sont les indices utilisés dans ce qui suit.

Une longueur d'appui inférieure à la longueur minimale n'est pas autorisée.

Pour une longueur d'appui comprise entre la longueur minimale et la longueur maximale, on peut déterminer la résistance caractéristique sur appui par interpolation linéaire. L'interpolation en-dehors des longueurs minimale et maximale n'est pas autorisée.

Pour une poutre en I dont on connaît la résistance caractéristique $R_{L_{min},k}$ à la longueur minimale L_{min} et la résistance caractéristique $R_{L_{max},k}$ à la longueur maximale L_{max} , et pour une longueur d'appui $L_b \geq L_{min}$, on a donc :

$$R_{L_b,k} = \min \left\{ R_{L_{min},k} + \frac{(R_{L_{max},k} - R_{L_{min},k})}{(L_{max} - L_{min})} \cdot (L_b - L_{min}) \right.$$

Un appui de porte-à-faux est généralement considéré comme un appui intermédiaire, dès lors que la longueur libre (mesurée à partir de la face extérieure de l'appui) du porte-à-faux L_{paf} est supérieure ou égale à la hauteur H de la poutre.

Dans le cas de porte-à-faux de petite dimension où $0 < L_{paf} < H$, l'appui n'est cependant ni un appui d'extrémité ni un appui intermédiaire à part entière.

La transition entre la résistance sur appui d'extrémité et la résistance sur appui intermédiaire se fait par interpolation linéaire en deux temps :

- on calcule tout d'abord pour la longueur d'appui L_b la résistance caractéristique sur appui d'extrémité $R_{ext,L_b,k}$ et sur appui intermédiaire $R_{int,L_b,k}$ tel que décrit précédemment ;
- on détermine ensuite la résistance caractéristique sur appui pour un appui de porte-à-faux de longueur libre $L_{paf} \leq H$ par interpolation linéaire entre les deux valeurs :

$$R_{paf,L_b,k} = R_{ext,L_b,k} + (R_{int,L_b,k} - R_{ext,L_b,k}) * L_{paf} / H$$

Le facteur d'effet de système k_{sys} défini au paragraphe 6.6(2) de la NF EN 1995-1-1 s'applique à la résistance sur appui, dès lors que l'entraxe entre éléments similaires répétitifs est ≤ 625 mm et qu'il peut être fait la preuve qu'ils sont connectés latéralement tel que décrit dans le paragraphe 6.6 de la NF EN 1995-1-1.

On vérifie chaque appui séparément.

On vérifie donc aux ELU que :

$$R_{a,d} \leq R_d = k_{sys} * k_{mod,R} * R_k / \gamma_M$$

où :

- $R_{a,d}$ réaction d'appui de calcul ;
- R_d résistance sur appui de calcul ;
- R_k résistance sur appui caractéristique ;
- $k_{mod,R}$ coefficient k_{mod} pour la vérification de la résistance sur appui.

2.9.11 Effort tranchant

L'ATE ou ETE de la poutre en I concernée précise les valeurs de résistance caractéristique à l'effort tranchant qui couvrent notamment les vérifications de cisaillement longitudinal et au droit du joint âme-membrure.

Le facteur d'effet de système k_{sys} défini au paragraphe 6.6(2) de la NF EN 1995-1-1 s'applique à l'effort tranchant, dès lors que l'entraxe entre éléments similaires répétitifs est ≤ 625 mm et qu'il peut être fait la preuve qu'ils sont connectés latéralement tel que décrit dans le paragraphe 6.6 de la NF EN 1995-1-1.

On vérifie l'effort tranchant en tout point.

On vérifie donc aux ELU que :

$$V_{max,d} \leq V_d = k_{sys} * k_{mod,V} * V_k / \gamma_M$$

où :

- V_{max} l'effort tranchant de calcul maximum ;
- V_d résistance à l'effort tranchant de calcul ;
- V_k résistance à l'effort tranchant caractéristique ;
- $k_{mod,V}$ coefficient k_{mod} pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant.

2.9.12 Percement

Les méthodes de calcul de l'effort tranchant caractéristique résiduel au droit du percement réalisé conformément au paragraphe 2.1.5, sont définies dans l'ATE ou l'ETE, dans le DTA, ou selon la méthode présentée au paragraphe 2.1.5.

Pour une combinaison de charge et une configuration de chargement données, l'effort tranchant maximum $V_{p,max,d}$ de calcul est déterminé comme l'effort d'intensité la plus élevée parmi les trois valeurs mesurées : à chacun des bords et à l'axe du percement.

Chaque percement doit être vérifié séparément, en incluant les configurations de chargement spécifiques définies au paragraphe 2.9.5.

Le facteur d'effet de système k_{sys} défini au paragraphe 6.6(2) de la NF EN 1995-1-1 ne s'applique pas à la vérification des percements.

On vérifie donc aux ELU que :

$$V_{p,max,d} \leq V_{p,d} = k_{mod,V} * V_{p,k} / \gamma_M$$

où :

- $V_{p,max,d}$ l'effort tranchant de calcul maximum au droit du percement ;
- $V_{p,d}$ résistance à l'effort tranchant de calcul au droit du percement ;
- $V_{p,k}$ résistance à l'effort tranchant caractéristique au droit du percement ;
- $k_{mod,V}$ coefficient k_{mod} pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant.

2.9.13 Moment

L'ATE ou ETE de la poutre en I concernée précise les valeurs de résistance caractéristique au moment fléchissant qui couvrent notamment les vérifications de flexion en fibre extrême, traction et compression dans les membrures.

Le facteur d'effet de système k_{sys} défini au paragraphe 6.6(2) de la NF EN 1995-1-1 s'applique au moment, dès lors que l'entraxe entre éléments similaires répétitifs est ≤ 625 mm et qu'il peut être fait la preuve qu'ils sont connectés latéralement tel que décrit dans le paragraphe 6.6 de la NF EN 1995-1-1.

Dans le cas de poutres dissymétriques, le moment résistant caractéristique est différent selon le sens de flexion de la poutre. On veillera donc à vérifier séparément les efforts agissants en tenant compte de leur signe et du moment résistant approprié, notamment dans les cas d'inversion de moment aux appuis intermédiaires ou de porte-à-faux, ou encore en cas de soulèvement.

On vérifie le moment fléchissant en tout point.

On vérifie donc aux ELU que :

$$V_{max,d} \leq V_d = k_{sys} * k_{mod,v} * V_k / \gamma_M$$

où :

M_{max} : moment fléchissant de calcul maximum ;
 M_d : moment résistant de calcul ;
 M_k : moment résistant caractéristique ;
 $k_{mod,M}$: coefficient k_{mod} pour la vérification de la résistance au moment fléchissant.

On procède séparément à la vérification de l'instabilité latérale (déversement) (voir paragraphe 2.9.15).

2.9.14 Déformation

La déformation due au tranchant des poutres en I peut être significative (plus de 20 % de la déformation totale) et doit être prise en compte dans le calcul de la flèche totale.

On tient compte de l'éventuel comportement différent des matériaux composant les membrures et l'âme vis-à-vis du fluage par l'application de coefficients k_{def} (NF EN 1995-1-1, paragraphe 3.1.4) différenciés selon la fraction de la déformation calculée.

L'ATE ou ETE de la poutre en I concernée définit les coefficients de fluage à prendre en compte.

Les différents types de déformation à vérifier ainsi que leur valeur limite selon les types d'éléments ou d'ouvrage sont spécifiés dans la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale.

Dans ce qui suit on notera :

$w_{[Q],m}$: déformation due à la flexion instantanée sous charge [Q]
 $w_{[Q],v}$: déformation due au tranchant instantanée sous charge [Q]
 $k_{def,m}$: coefficient de fluage du matériau des membrures
 $k_{def,v}$: coefficient de fluage du matériau de l'âme
 $\psi_{0,[Q]}$: coefficient partiel de combinaison caractéristique de la charge [Q] selon NF EN 1990 et son Annexe Nationale
 $\psi_{2,[Q]}$: coefficient partiel de combinaison quasi-permanente de la charge [Q] selon NF EN 1990 et son Annexe Nationale

Pour la charge [Q] on distinguera :

G_0 : charge permanente initiale (voir paragraphe 2.9.4) ;
 G_1 : charge permanente de second-œuvre (voir paragraphe 2.9.4) ;
 $G = G_0 + G_1 =$ charge permanente totale ;
 Q_1 : charge variable principale (NF EN 1990) ;
 Q_2 : charge variable d'accompagnement (NF EN 1990).

2.9.14.1 Déformation à long terme – w_{fin} et $w_{net,fin}$

On calcule déformation totale à long terme w_{fin} comme suit :

$$w_{fin} = w_{G,m} * (1 + k_{def,m}) + w_{G,v} * (1 + k_{def,v}) + w_{Q1,m} * (1 + \psi_{Q1,2} * k_{def,m}) + w_{Q1,v} * (1 + \psi_{Q1,2} * k_{def,v}) + w_{Q2,m} * (\psi_{Q2,0} + \psi_{Q2,2} * k_{def,m}) + w_{Q2,v} * (\psi_{Q2,0} + \psi_{Q2,2} * k_{def,v})$$

Puis on calcule la déformation totale à long terme par rapport à l'horizontale en retirant l'éventuelle contre-flèche de fabrication w_c (réalisée conformément au paragraphe 2.1.4) :

$$w_{net,fin} = w_{fin} - w_c$$

Note : Lorsqu'il n'y a pas de contre-flèche de fabrication :

$$w_{net,fin} = w_{fin}$$

La contre-flèche de fabrication ne peut pas être prise en compte dans le calcul de la déformation dans les cas de soulèvement.

2.9.14.2 Déformation instantanée – w_{inst} ou $w_{Q,inst}$

On calcule déformation totale instantanée w_{inst} comme suit :

$$w_{inst} = (w_{G,m} + w_{G,v}) + (w_{Q1,m} + w_{Q1,v}) + \psi_{Q2,0} * (w_{Q2,m} + w_{Q2,v})$$

Et on calcule la déformation instantanée sous charges variables seule :

$$w_{Q,inst} = (w_{Q1,m} + w_{Q1,v}) + \psi_{Q2,0} * (w_{Q2,m} + w_{Q2,v})$$

2.9.14.3 Déformation des éléments de second-œuvre – $w_{d2,fin}$

On calcule déformation totale à long terme sur les éléments de second-œuvre $w_{d2,fin}$ comme suit :

$$w_{d2,fin} = (w_{G1,m} + w_{G1,v}) + w_{G,m} * k_{def,m} + w_{G,v} * k_{def,v} + w_{Q1,m} * (1 + \psi_{Q1,2} * k_{def,m}) + w_{Q1,v} * (1 + \psi_{Q1,2} * k_{def,v}) + w_{Q2,m} * (\psi_{Q2,0} + \psi_{Q2,2} * k_{def,m}) + w_{Q2,v} * (\psi_{Q2,0} + \psi_{Q2,2} * k_{def,v})$$

Note : $w_{d2,fin} = w_{fin} - (w_{G0,m} + w_{G0,v})$

2.9.15 Stabilité latérale - Déversement

Le caractère élancé intrinsèquement lié à la section de la poutre en I nécessite de considérer le risque de déversement avec attention.

D'une manière générale, la vérification est exigée pour les poutres bien qu'elles soient maintenues transversalement par les moyens suivants :

- maintien de leurs deux membrures aux appuis ;
- éventuels dispositifs de maintien intermédiaire (entretoise-ments) régulièrement espacés.

Dans ces cas, la vérification de la stabilité au déversement revient à vérifier la stabilité au flambement de la membrure comprimée, selon l'une des méthodes décrites ci-après, pouvant faire intervenir la rigidité de torsion de la poutre.

Bien que pour les cas de flexion simple, seule la membrure haute est comprimée, on veillera à prendre en compte les inversions d'efforts au droit des appuis intermédiaires ou de porte-à-faux ou encore les cas de soulèvements pour lesquels la membrure basse est en compression.



Figure 38 – Exemple de zones comprimées pour une poutre sur appuis multiples avec porte-à-faux sous chargement uniforme

Deux méthodes de vérification sont proposées. La méthode de vérification applicable est précisée dans le DTA.

2.9.15.1 Vérification simplifiée : flambement de la membrure en compression

Cette méthode se base sur la vérification du flambement d'un poteau en compression axiale selon la NF EN 1995-1-1, paragraphe 6.3.2 :

- justification vis-à-vis du flambement de la membrure comprimée comme une pièce isolée (la raideur en torsion de la section est négligée) ;
- la longueur de flambement de la membrure comprimée, l_{cr} , est prise égale à :
 - pour les pannes posées à dévers avec au moins deux rangées d'entretoises et un dispositif de bracons conformes aux dispositions du voir paragraphe 5.6.2 : 2/3 de la distance maximale entre points de maintien latéral de la membrure comprimée,
 - pour tous les autres cas : la distance maximale entre points de maintien latéral de la membrure comprimée ;
- l'effort de compression utilisé est celui correspondant à la somme, le cas échéant, des effets des sollicitations suivantes :
 - moment maximal (divisé par la distance entre centres de gravité des membrures),
 - la part affectée à la membrure de l'effort global de compression supporté par la poutre pour son rôle dans le fonctionnement général de l'ouvrage (contre-ventement notamment) pour la même combinaison d'actions.

Cette méthode simplifiée est en général plus sécuritaire que la méthode suivante.

2.9.15.2 Vérification de la stabilité latérale et de torsion en flexion

Cette méthode se base sur la vérification du moment critique tenant compte de la rigidité latérale de torsion d'une poutre en flexion ou flexion et compression axiale combinée selon la NF EN 1995-1-1, voir paragraphe 6.3.3.

La longueur de flambement de la membrure comprimée l_c est prise égale à la distance maximale entre points de maintien latéral de la membrure comprimée.

On calcule d'abord le moment critique de la poutre en I :

$$M_{crit,k} = \pi^2 [E_{0,05} * I_z * G_{0,05} * J_{tor}]^{0,5} / L_{ef}$$

où :

- $M_{crit,k}$ moment critique caractéristique de la poutre en I ;
 L_{ef} est la longueur de flambement effective déterminée en fonction de L_c et de la configuration de la poutre et du chargement (courbe de moment) selon NF EN 1995-1-1, paragraphe 6.3.3 (ou les données plus complètes de la littérature) ;
 $E_{0,05}$ module d'élasticité en flexion caractéristique du matériau des membrures ;
 I_z moment d'inertie transversal des membrures seules ;
 $G_{0,05}$ module de cisaillement (ou torsion) caractéristique du matériau des membrures ;
 J_{tor} moment de torsion de la poutre en I, calculé comme suit :

$$J_{tor} = 2 * [h_{r,f} * b_{r,f}^3 / 3] + [E_w / E_f * h_w * b_w^3 / 3]$$

où :

J_{tor} moment de torsion de la poutre en I

$$h_{r,f} = \max \{ h_f ; b_f \}$$

$$b_{r,f} = \min \{ h_f ; b_f \}$$

Note : dans le cas d'une poutre dissymétrique on remplace le premier terme :

$$2 * [h_{r,f} * b_{r,f}^3 / 3]$$

par :

$$[h_{r,f,top} * b_{r,f,top}^3 / 3] + [h_{r,f,bottom} * b_{r,f,bottom}^3 / 3]$$

Note : le diviseur $\gamma = 3$ correspond à un élancement supérieur ou égal à 10, et est donc plutôt sécuritaire pour ce qui est des membrures.

On détermine ensuite l'élancement relatif $\lambda_{rel,m}$:

$$\lambda_{rel,m} = [M_{crit,k} / M_k]^{0,5}$$

On calcule le coefficient k_{crit} en fonction de la valeur de $\lambda_{rel,m}$:

$$\lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1$$

$$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40 \quad k_{crit} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m}$$

$$\lambda_{rel,m} > 1,40 \quad k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2$$

Si la membrure comprimée est maintenue latéralement par un dispositif quasi continu (voir paragraphe 2.5.2.1) on prendra $k_{crit} = 1$.

Enfin, on vérifie :

$$M_{max,d} \leq k_{crit} * k_{mod,M} * M_k / \gamma_M$$

où :

M_{max} moment fléchissant de calcul maximum ;

M_d moment résistant de calcul ;

M_k moment résistant caractéristique ;

$k_{mod,M}$ coefficient k_{mod} pour la vérification de la résistance au moment fléchissant.

2.9.16 Assemblage de poutres à plis multiples

L'assemblage de poutres multiples sous chargement dissymétrique et/ou non uniformément réparti doit être justifié par un calcul d'assemblage à plans de cisaillement multiples conformément au paragraphe 8 de la NF EN 1995-1-1.

Les charges sont regroupées selon leur face d'application à la poutre : gauche, droite ou centre (au-dessus ou en-dessous).

On détermine l'effort appliqué sur chaque plan de cisaillement en considérant que chacune des charges (gauche, droite, centre) est reprise proportionnellement par chaque pli, et que l'assemblage dans un plan de cisaillement donnée doit permettre de transmettre la charge totale diminuée de celle reprise par les plis précédents.

À titre d'exemple, pour une poutre de 3 plis et donc 2 plans de cisaillement, de gauche à droite :

- le 1^{er} plan de cisaillement doit reprendre :
 - 1/3 de la charge totale appliquée au centre,
 - 2/3 de la charge totale appliquée à gauche,
 - 1/3 de la charge totale appliquée à droite ;
- le 2^e plan de cisaillement doit reprendre :
 - 1/3 de la charge totale appliquée au centre,
 - 1/3 de la charge totale appliquée à gauche,
 - 2/3 de la charge totale appliquée à droite.

3. Conception et calcul des planchers

Le présent chapitre complète les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2 par les règles de conception, de calcul et de mise en œuvre et utilisation spécifiques aux structures de plancher en poutres en I à base de bois.

3.1 Application des règles de calcul

Le dimensionnement de la poutre en I en tant que composant de plancher se fait suivant la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale.

L'ensemble des Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9 s'applique aux structures de plancher. Elles sont complétées par les prescriptions suivantes, spécifiques aux structures de plancher.

3.2 Charges

Les charges sont définies au paragraphe 2.9.4 des Prescriptions Communes. Les éléments de précision suivants s'appliquent aux structures de plancher.

3.2.1 Charges permanentes et quasi-permanentes

Le poids propre de l'ensemble de la structure du plancher, doit également comprendre ses éléments de finition (plafond, revêtement de sol, cloisons légères fixes, etc.) et ses composants connexes tel par exemple que l'isolation du plénum.

On entend par « cloisons légères fixes » des cloisons :

- qui pourraient être démontées (ou déconstruites) et remontées (ou reconstruites) au cours de la durée de vie de l'ouvrage ;
- dont le poids linéique est inférieur à 2,0 kN/m ;
- et qui ne participent pas à la structure porteuse.

La présence de ces cloisons légères fixes doit être prise en compte dans le dimensionnement des éléments de structure du plancher :

- soit en appliquant les charges linéiques correspondantes en leur lieu effectif, lorsque celui-ci est connu et que la configuration du bâtiment rend peu probable un déplacement ultérieur de ces cloisons ;
- soit en appliquant une charge uniformément répartie pour les cloisons légères telle que définie dans NF EN 1991-1-1, §5.2.2(2) et paragraphe 6.3.1.2(8).
- La charge induite par les cloisons légères fixes est une charge de Long Terme. Par simplification, celle-ci peut également être considérée comme une charge Permanente.

La charge pour les cloisons légères fixes est usuellement considérée comme charge de second-œuvre, sauf lorsque l'on peut être certain que lesdites cloisons seront installées avant les éléments de second-œuvre.

Afin de pouvoir calculer la déformation totale à long terme sur les éléments de second-œuvre $w_{d2,fin}$, on scinde ces charges permanentes en deux fractions distinctes G_0 et G_1 telles que définies au paragraphe 2.9.14.

3.2.2 Cloisons mobiles

Les cloisons mobiles qui ne sont pas des cloisons légères fixes telles que définies au paragraphe 3.2.1 sont à considérer suivant l'EN 1991-1-1.

3.2.3 Charges induites par les escaliers

3.2.3.1 Principe

La charge permanente et la charge d'exploitation induites par les escaliers au droit des trémies doivent être prises en compte dans le dimensionnement des poutres porteuses du chevêtre :

- ces charges sont appliquées aussi bien pour un appui haut que pour un appui bas de l'escalier ;
- aucune réduction de charge n'est admise en cas de présence de cloisons non porteuses sous l'escalier ou l'un de ses limons ;
- une éventuelle réduction de charge du fait de la fixation quasi-continue d'un limon à un mur porteur doit être impérativement validée par le bureau d'études ou le concepteur, qui devra s'assurer que la fixation du limon audit mur est capable de reprendre les efforts induits de manière satisfaisante.

On privilégiera des appuis de l'escalier appliquant leur charge sur le dessus des poutres. En cas de fixation latérale, l'effet de torsion induit par l'escalier sur la poutre porteuse du chevêtre devra être vérifié.

Ces charges et leurs positions sont :

- soit fournies par le concepteur et/ou le fabricant de l'escalier ;
- soit approchées sur la base des prescriptions du paragraphe 3.2.3.2 ci-après, dans les cas d'escaliers simples (droit ou 1/4 tournant) tels que décrits dans cette section.

La fourniture des données par le concepteur et/ou le fabricant de l'escalier est la règle. L'approche alternative se limite aux escaliers simples, et doit rester une exception.

3.2.3.2 Détermination des charges d'escalier

En l'absence de données précises fournies par le concepteur et/ou le fabricant de l'escalier, et pour des escaliers simples (droit ou 1/4 tournant) on pourra déterminer par approximation les charges d'escalier comme suit.

Le poids propre de l'escalier doit être pris au minimum égal à $G_{esc,k} = 0,40$ kN/m² pour un escalier bois, 0,80 kN/m² pour un escalier métallique.

La charge d'exploitation uniformément répartie $Q_{esc,k}$ est définie dans NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale :

- spécifiquement pour les escaliers de la Catégorie A pour les bâtiments résidentiels ;
- pour l'occupation correspondant aux autres Catégories, en rappelant que conformément au voir paragraphe 6.3.1.2(2) de la NF EN 1991-1-1, elle pourra être augmentée selon l'occupation visée et les documents particuliers du marché.

Les mesures en plan de l'escalier sont prises à partir des plans disponibles ou, par simplification, égales aux dimensions de la trémie. Les mesures prises en compte dans les calculs suivants sont définies :

- Figure 39 pour les escaliers droits ;
- Figure 40 pour les escaliers en ¼ tournant avec poteau intérieur.

Pour un escalier droit, on détermine les charges ponctuelles s'appliquant sur la poutre porteuse du chevêtre comme suit :

$$g_{esc,k} = G_{esc,k} \times (W_s \times L_s) / N_a$$

$$q_{esc,k} = Q_{esc,k} \times (W_s \times L_s) / N_a$$

où : $N_a = 2$ pour un limon central et 4 sinon.

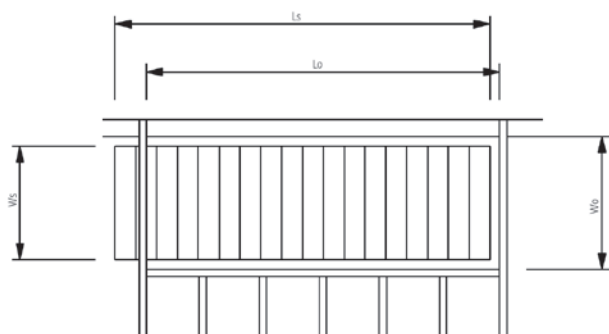


Figure 39 – Dimensions d'un escalier droit

Pour un escalier ¼ tournant avec poteau intérieur, on détermine les charges ponctuelles s'appliquant sur la poutre porteuse du chevêtre comme suit :

$$g_{esc,k,i} = G_{esc,k} \times (W_s \times L_{s,i}) / N_a$$

$$q_{esc,k,i} = Q_{esc,k} \times (W_s \times L_{s,i}) / N_a$$

où :

$N_a = 2$ pour un limon central et 4 sinon.

Pour un limon central, on calcule une charge ponctuelle avec $i = 0$, sinon, on calcule deux charges ponctuelles avec $i = 1$ et $i = 2$.

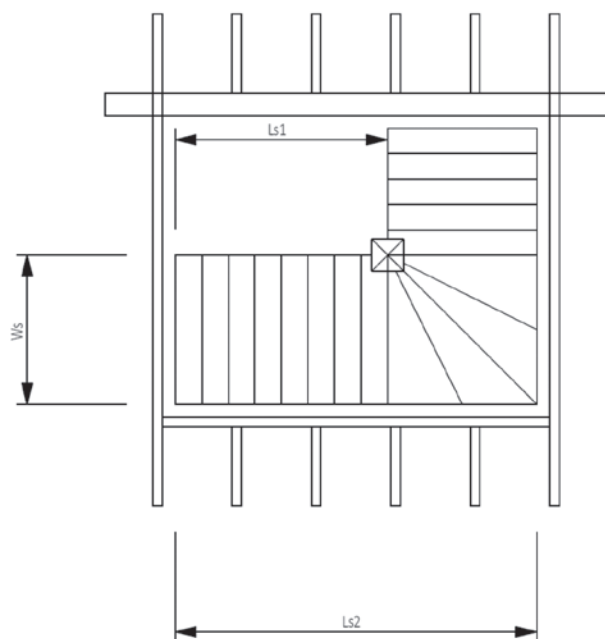


Figure 40 – Dimensions d'un escalier ¼ tournant

3.2.4 Autres charges

Une attention particulière doit être portée à la présence de charge d'intensité importante sur une surface faible, comme par exemple celles induites par une baignoire, un ballon d'eau-chaude, etc.

Le cas échéant un chevêtre localisé est à prévoir afin de supporter le panneau de plancher au droit de ces éléments.

3.3 Vérification aux ELU

La vérification aux ELU se fait selon les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9.

La vérification sous charge concentrée décrite au paragraphe 2.9.6 est particulièrement requise pour les structures de plancher.

Les vérifications sous action sismique sont traitées au paragraphe 6.

3.4 Vérification aux ELS

La vérification aux ELS se fait selon les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9.

3.4.1 ELS - Déformations

Les limites de déformation pour les flèches w_{fin} , $w_{net,fin}$ et $w_{Q,inst}$ sont données au paragraphe 7.2 (2) de l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1, et notamment dans le Tableau 7.2 à la ligne « Eléments structuraux ».

En l'absence d'une limite de déformation définie pour $w_{d2,fin}$ (aussi appelée w_2) dans les référentiels concernés (DTU, Avis Techniques, etc.), calibrée pour un calcul selon la NF EN 1995-1-1, les limites suivantes sont recommandées :

- L/250 en présence d'un plafond suspendu, de cloisons légères ou de revêtement de sol souple (p.ex. moquette, sol pvc,...) ou désolidarisé (p.ex. parquet flottant, etc.) ;
- L/350 en présence d'un revêtement de sol rigide (p.ex. carrelage, etc.) sans couche de désolidarisation ;
- L/350 et 12mm maximum au-dessus d'un linteau de porte ou de fenêtre ;

Note : On rappelle que dans ce cas, le DTU 31.2 limite la déformation totale w_{fin} à L/500 et 10 mm maximum.

- L/500 en présence d'une chape humide sans couche de désolidarisation.

Une attention particulière doit être portée aux déformations différentielles pouvant être engendrées par :

- la coexistence à faible distance de poutres chargées très différemment ;
- des portées de poutres adjacentes différentes ;
- la proximité d'un pignon ou autre point dur ;
- des poutres adjacentes avec des conditions d'appui différentes ;
- les ensembles de chevêtres (entre porteurs et solives parallèles).

3.4.2 ELS – Critère Vibratoire

Les solives de plancher d'un ouvrage résidentiel doivent faire l'objet d'une vérification du critère vibratoire défini au paragraphe 7.3.3 de la NF EN 1995-1-1.

Cette définition correspond à la Catégorie d'Usage A de la NF EN 1991-1-1.

La vérification est réalisée sur les solives et les porteurs de chevêtre (réputés parallèles aux solives).

Le critère vibratoire ne s'applique pas :

- aux chevêtres, ceux-ci étant des éléments singuliers et réputés perpendiculaires aux solives ;
- aux poutres porteuses principales, celles-ci étant des éléments singuliers, souvent perpendiculaires aux solives, et de rigidité très différente de celle des solives.

La vérification se fait en trois étapes :

- le calcul de la fréquence fondamentale : f_1 (Hz) ;
- le calcul de la déformation du plancher sous charge unitaire d'1 kN : w_{1kN} (mm) ;
- le calcul de la vitesse de réponse impulsionnelle unitaire : v (m/N.s²).

Les poutres porteuses de chevêtre sont vérifiées uniquement par une formule spécifique de la fréquence fondamentale f_1 , décrite au paragraphe 3.4.2.5.

La méthode de vérification présentée ci-après est basée sur la norme BS EN 1995-1-1+A1/NA :2012-11. Cette méthode est elle-même basée sur des travaux réalisés en Angleterre et au Canada sur des structures de plancher en poutres en I dans le but de définir de manière précise une méthode complète de vérification du critère vibratoire, conforme aux principes de l'EN 1995-1-1, et applicable aux cas les plus courants.

Cette méthode propose en outre des principes de vérification qui viennent compléter de manière non contradictoire l'Annexe nationale française de la NF EN 1995-1-1, qui ne présente aucun élément précis de vérification.

3.4.2.1 Portée équivalente pour le calcul vibratoire

La portée de calcul L_{eff} est définie au paragraphe 2.9.2.

Pour le calcul vibratoire, afin de tenir compte des rigidités induites par les appuis intermédiaires ou de porte-à-faux vis-à-vis d'une portée simple, on utilise la portée équivalente L_{vib} , définie comme suit :

- $L_{vib} = L_{eff}$ pour une portée simple ;
- $L_{vib} = 0,875 \times L_{eff}$ pour une portée d'extrémité d'une poutre à deux portées ou plus ;
- $L_{vib} = 0,80 \times L_{eff}$ pour une portée interne d'une poutre à trois portées ou plus.

3.4.2.2 Valeurs limites du calcul vibratoire

Le modèle développé dans la NF EN 1995-1-1 ne spécifie pas la méthode applicable aux planchers pour lesquels la fréquence fondamentale f_1 est inférieure ou égale à 8 Hz. Les cas où $f_1 \leq 8$ Hz nécessitent une analyse spécifique qui n'est pas couverte par le présent document.

On considère donc que l'on doit tout d'abord vérifier :

$$f_1 > 8 \text{ Hz}$$

L'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 précise qu'un confort normal pour un plancher résidentiel d'usage courant correspond à une valeur de la limite a de la déformation w_{1kN} de $(1,3 \pm 0,3)$ mm/kN.

Pour un niveau de confort satisfaisant quelle que soit la portée on recommande de définir la limite a en fonction de la portée équivalente L_{vib} comme suit :

- pour $L_{vib} \leq 4,45$ m $a = 1,6$ mm/kN ;
- pour $L_{vib} > 4,45$ m $a = 16500 / (L_{vib})^{1,1}$ (mm/kN).

Note : ces valeurs recommandées s'inscrivent dans la plage de confort normal définie à l'Annexe nationale, sont en général plus sévères et conduisent à des limites inférieures à 1,0 mm/kN pour des portées supérieures à 6,80 m.

La valeur de la constante b utilisée pour le calcul de la limite de la vitesse de réponse impulsionnelle unitaire se déduit de la Figure 7.2 de la NF EN 1995-1-1 en fonction de la limite a déterminée plus haut :

- pour $a \leq 1,0$ mm/kN $b = 180 - 60 \times a$;
- pour $1,6 \text{ mm} \leq a < 1,0$ mm/kN $b = 160 - 40 \times a$.

3.4.2.3 Calcul de la rigidité transversale du plancher

La rigidité transversale du plancher $(EI)_b$ (en N.m²/m) est calculée comme la rigidité du panneau de plancher perpendiculairement aux solives :

$$(EI)_b = E_b \times (1000 \times t^3 / 12) / 10^6 \quad (\text{N.m}^2/\text{m})$$

avec :

E_b module d'élasticité moyen du panneau (N/mm²) ;
 t épaisseur du panneau (mm).

Les discontinuités entre panneaux peuvent être négligées.

Il est possible d'inclure la contribution d'éléments complémentaires lorsque ceux-ci sont solidarisés à la structure de plancher (par exemple, plancher bois sur lambourdes).

3.4.2.4 Calcul de la rigidité longitudinale du plancher

La rigidité longitudinale du plancher $(EI)_l$ est calculée à partir de la rigidité d'une solive seule, divisée par l'entraxe des solives :

$$(EI)_l = (EI / s) / 10^3 \quad (\text{N.m}^2/\text{m})$$

Avec :

EI rigidité de flexion d'une solive seule (N.mm²) ;
 s entraxe des solives (mm) – au minimum 300 mm.

Dans le cas d'une poutre porteuse de chevêtre, le calcul de la fréquence fondamentale se fait directement avec la rigidité de flexion de la poutre, tel que défini au paragraphe 3.4.2.5. le calcul de $(EI)_l$ est donc inutile.

3.4.2.5 Calcul de la fréquence fondamentale

La fréquence fondamentale f_1 (en Hz) pour une solive de plancher principalement soumise à une charge uniformément répartie est calculée comme suit :

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L_{vib}^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}$$

Avec :

$(EI)_l$ rigidité longitudinale du plancher (N.m²/m) définie au paragraphe 3.4.2.4 ;

L_{vib} portée équivalente (m) définie au paragraphe 3.4.2.1 ;

m masse du plancher (kg/m²).

La masse du plancher m est calculée à partir de la charge permanente uniformément répartie du plancher, et en tenant compte de la fraction quasi-permanente des charges d'exploitation tel que défini dans l'Annexe nationale de la NF EN 1990.

La fréquence fondamentale f_1 (en Hz) pour une poutre porteuse de chevêtre soumise à une charge uniformément répartie et à une ou plusieurs charges ponctuelles est calculée comme suit :

$$f_1 = \frac{50 \cdot \pi}{L_{vib}^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{G_{vib} \cdot s + \sum \left(\frac{2 \cdot P_i}{L_{vib}} \right) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi \cdot d_i}{L_{vib}} \right)}}$$

Avec :

- EI rigidité de flexion de la poutre seule (N.mm²) ;
- L_{vib} portée équivalente (ici en mm) définie au paragraphe 3.4.2.1 ;
- s entraxe (bande de chargement uniformément réparti) de la poutre (ici en m) ;
- P_i $i^{\text{ème}}$ charge ponctuelle (N) – fraction permanente uniquement ;
- d_i distance de la $i^{\text{ème}}$ charge ponctuelle (mm) mesurée à partir de l'appui le plus proche ;
- G_{vib} charge permanente uniformément répartie (kN/m²) calculée comme suit :

$$G_{vib} = \max \{ G ; 0,75 \}$$

où G est le poids propre du plancher (charges permanentes uniquement) tel que défini au paragraphe 2.9.14, cloisons légères exclues.

3.4.2.6 Calcul de w_{1kN}

La déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN} est calculée comme la déformation d'une solive seule sous charge d'1kN, corrigée du nombre de solives agissant ensemble sous l'effet de cette charge :

$$w_{1kN} = k_{dist} \times w_{1kN,0} \text{ (mm)}$$

avec :

- $w_{1kN,0}$ déformation d'une solive seule sous 1 kN (mm) ;
- k_{dist} coefficient de correction du nombre de solives agissant ensemble sous la charge d'1 kN, calculé comme suit :

$$k_{dist} = \max \left\{ 0,38 - 0,08 \ln \left[14 \cdot \frac{(EI)_b \cdot 10^6}{s^4} \right] ; 0,30 \right.$$

Avec :

- $(EI)_b$ rigidité transversale du plancher (N.m²/m) définie au paragraphe 3.4.2.3 ;
- s entraxe des solives (mm).

La déformation d'une solive seule sous 1 kN $w_{1kN,0}$ se détermine :

- soit par un calcul de RDM dans le système réel avec la portée de calcul L_{eff} :
 - dans ce cas, la charge de 1 kN doit être positionnée au lieu de déformation maximum sous charges permanentes seules ;
 - la déformation due à l'effort tranchant est incluse dans le calcul de RDM ;
- soit approché par le calcul littéral décrit ci-après, dans le système équivalent avec la portée L_{vib} :
 - dans ce cas la charge de 1 kN est positionnée au centre de la portée L_{vib} ;
 - la déformation due à l'effort tranchant peut être approchée par un coefficient amplificateur de la déformation due à la flexion k_{amp} (voir ci-dessous).

$$w_{1kN,0} = k_{amp} \cdot \frac{1000 \cdot L_{vib}^3}{48 \cdot EI}$$

Avec :

- EI rigidité de flexion d'une solive seule (N.mm²) ;
- L_{vib} portée équivalente (mm) définie au paragraphe 3.4.2.1 ;
- k_{amp} = 1,20 pour une poutre en I à âme bois ;
= 1,30 pour une poutre en I à âme métallique ;
= 1,05 pour une section rectangulaire.

Enfin, on vérifie que :

$$w_{1kN} \leq a$$

3.4.2.7 Calcul de la vitesse de réponse impulsionnelle unitaire

On rappelle ici les formules de la NF EN 1995-1-1 :

$$v = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})}{m \cdot L_a \cdot L_b + 200}$$

avec :

- m masse du plancher (kg/m²) ;
- L_a longueur du plancher (m) ;
- L_b largeur du plancher (m) ;
- n_{40} nombre de modes propres à moins de 40 Hz calculé comme suit :

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{L_b}{L_a} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25}$$

Enfin on vérifie :

$$v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)}$$

où l'on prendra le coefficient d'amortissement modal :

$$\zeta = 2\%$$

3.5 Contreventement global

La structure de plancher en poutres en I à base de bois participe au contreventement global du bâtiment par sa fonction de diaphragme.

La fonction de diaphragme est remplie par la structure complète du plancher incluant les solives, les éléments périphériques en rive, les chevêtres, les entretoises, etc. l'ensemble étant rigidifié par le panneau de plancher fixé mécaniquement à chacun de ces éléments.

Les dispositions ainsi que les règles de moyens ou de dimensionnement de la fonction de diaphragme de plancher du NF DTU 31.2 s'appliquent aux planchers en poutres en I à base de bois, moyennant la prise en compte des éventuelles spécificités décrites dans le présent CPT.

Le contreventement et dispositions constructives sous action sismique sont traités au paragraphe 6.

3.6 Dispositions constructives diverses

La présente section regroupe les Prescriptions Communes à l'usage de poutres en I comme solive de plancher. D'autres détails de mise en œuvre sont possibles, qui relèvent alors du DTA.

3.6.1 Appui sur muralière sur support maçonnerie ou béton

Dans le cas d'un plancher posé sur mur maçonné ou béton, l'appui peut être réalisé sur une poutre muralière fixée mécaniquement de manière quasi-continue sur le mur.

Les solives sont alors en appui sur support bois, soit par appui simple (voir paragraphe 2.5.1.2), soit par appui sur connecteur (voir paragraphe 2.5.1.5).

Dans le cas d'un appui simple, les solives devront être maintenues latéralement par des entretoises (anti-dévers), tel que défini au paragraphe 2.5.2 et l'épaisseur de la muralière doit permettre de respecter la longueur d'appui minimum définie au paragraphe 2.5.1.1.

Dans le cas d'un appui sur connecteur, qui doit garantir la stabilité latérale de la poutre en I à l'appui, on privilégiera des connecteurs à brides supérieures ou avec patte de positionnement afin de garantir une planéité satisfaisante du plancher fini. En outre, l'épaisseur de la muralière doit être adaptée à la longueur des fixations utilisées pour les connecteurs, et au minimum de 32 mm.

En cas de risque de re-humidification, la muralière comme toute pièce de bois doit être isolée de tout contact direct avec le béton ou la maçonnerie par une barrière de protection conforme aux prescriptions du paragraphe 6.1 du NF DTU 31.2 partie 1-2 (CGM) visant les barrières d'étanchéité vis-à-vis des remontées capillaires (bande d'arase).

La muralière d'appui doit être fixée mécaniquement au support maçonnerie ou béton au moyen de chevilles mécaniques appropriées, par exemple :

- chevilles à expansion dans support béton, ou dans support maçonnerie avec chaînage béton armé (Figure 41) dans le cas des planchers courants ;
- chevilles à scellement chimique dans un support maçonné creux pour le cas particulier des planchers intermédiaires ou partiels.

Le nombre et les dimensions des chevilles sont à déterminer par le bureau d'études ou le concepteur, avec un minimum d'une cheville :

- par entraxe de solives aux appuis (Figure 41) ;
- par mètre linéaire en pignon (Figure 42).

Le panneau à usage structural doit être cloué sur les muralières périphériques selon les règles définies au paragraphe 2.3.2.

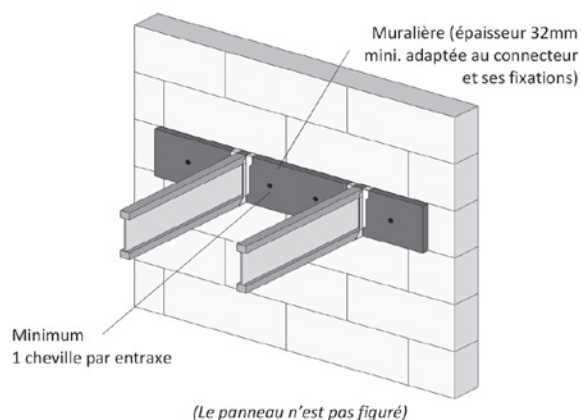


Figure 41 – Appui sur muralière sur support maçonnerie ou béton

Dans le cas d'un diaphragme horizontal, les fixations de la muralière au support et du panneau à la muralière doivent permettre le transfert des efforts de contreventement tel que décrit au paragraphe 6.7.1

En pignon, la distance entre la dernière solive et la poutre muralière ne doit pas dépasser l'entraxe courant des solives de plancher.

L'épaisseur de la muralière doit permettre de respecter les exigences de longueur d'appui du panneau stipulées au DTU 51.3, et être au minimum de 32 mm.

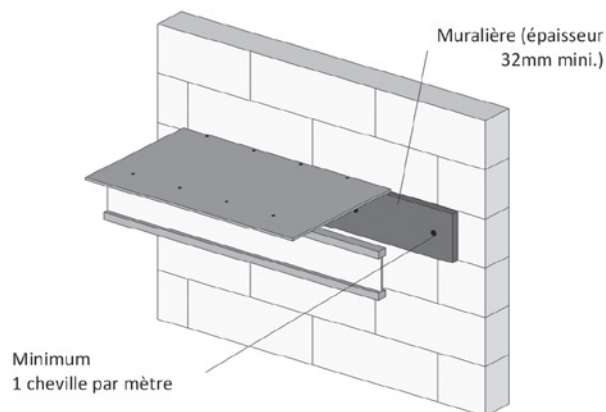


Figure 42 – Muralière en pignon sur support maçonnerie ou béton

3.6.2 Mur à Ossature Bois ≥ 160 mm sur poutres en I

Lorsque les poutres en I reposent sur un appui d'extrémité simple et supportent un mur à ossature bois d'épaisseur totale ≥ 160 mm, la planche, solive ou entretoise de rive et les dispositions des paragraphes 2.5.1 et 2.5.2.3 ne suffisent plus à assurer un transfert de charge verticale approprié.

Les poutres en I doivent alors être renforcées :

- soit par une paire de blocs de transfert de charge en bois, lamibois (LVL) ou autre matériaux dérivés du bois (Figure 43) dont les dimensions minimales sont :
 - épaisseur ≥ 32 mm,
 - largeur = longueur d'appui,
 - hauteur = hauteur de la poutre en I (-0/+2mm) ;
- soit par une entretoise en bois, lamibois (LVL), poutre en I, ou autre matériaux dérivés du bois (Figure 43) de hauteur égale à celle de la poutre, positionnée alignée ou à l'axe du nu intérieur du mur.

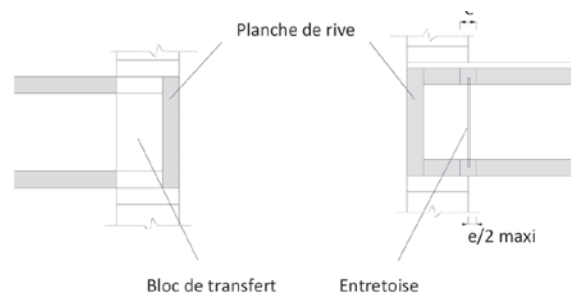


Figure 43 – Mur à ossature bois ≥ 160 mm sur poutres en I

Moyennant la vérification de la capacité portante du dispositif de transfert de charge, on considère alors que la charge localisée au-dessus de l'appui ne s'applique plus à la poutre en I et est transférée directement au support.

3.6.3 Appui sur mur parallèle aux solives (pignon)

Au niveau d'un mur parallèle au solivage principal (par exemple mur de pignon), lorsque la largeur du mur supérieur excède 2,5 fois l'épaisseur de la planche de rive, une solive supplémentaire est positionnée alignée ou à l'axe du nu intérieur du mur (Figure 44), afin d'éviter une déformation excessive du panneau.

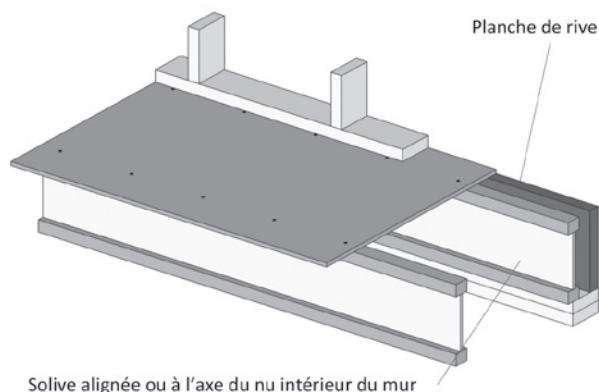


Figure 44 – Appui sur mur parallèle aux solives (pignon)

3.6.4 Cloison légère parallèle aux solives

Lorsqu'une cloison légère est parallèle au solivage et n'est pas positionnée au-dessus ou à proximité directe d'une solive, le panneau doit être renforcé localement afin d'éviter une déformation excessive de celui-ci.

Le panneau est renforcé sur toute la longueur de la cloison légère :

- soit par des traverses d'appui (Figure 45) en bois (C18 selon NF EN 14081 au moins), lamibois (LVL) ou autre matériaux dérivés du bois, de dimensions minimales 38 x 90 mm ;
- soit par une entretoise en bois, lamibois (LVL), poutre en I, ou autre matériaux dérivés du bois de hauteur égale à celle de la poutre.

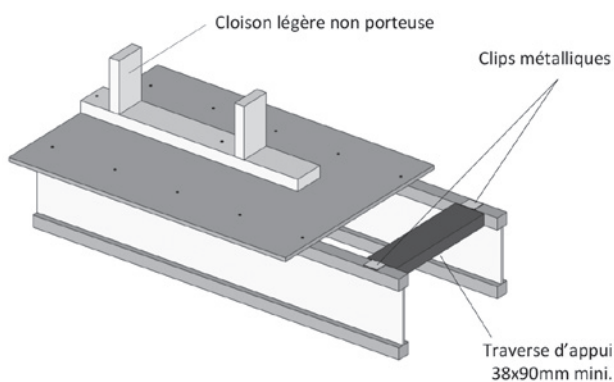


Figure 45 – Cloison légère parallèle aux solives

On positionnera un renfort au début et à la fin de la cloison légère ainsi que tout le long de la cloison en respectant un entraxe maximum de 600 mm.

Les renforts sont fixés par clouage aux solives avec des clips métalliques spécifiques, un à chaque extrémité du renfort.

Dans le cas de cloisons légères dont le poids linéique dépasse 1,0 kN/m, il convient de vérifier la capacité portante des clips et le cas échéant de réduire l'entraxe entre les renforts.

3.6.5 Liaison poteau-poutre

Lorsqu'une poutre ne joue aucun rôle dans le contreventement global du bâtiment, et ne transmet donc pas d'effort longitudinalement à un poteau lui servant d'appui, la fixation de la poutre au poteau par clouage lardé (2 clous minimum de part et d'autre) est suffisante. Dans le cas contraire, l'utilisation de connecteur de tête de poteau (Figure 46) est nécessaire, dont on vérifiera la capacité à reprendre et transmettre les efforts de contreventement.

3.7 Dispositions relatives à l'utilisation en zone sismique

Le principe de dimensionnement d'un plancher en poutres en I sous sollicitation sismique s'apparente en tout point à celui d'un plancher en éléments porteurs traditionnels en bois massif.

Les prescriptions relatives à la conception et au dimensionnement des diaphragmes de plancher en poutres en I sont décrites au paragraphe 6.

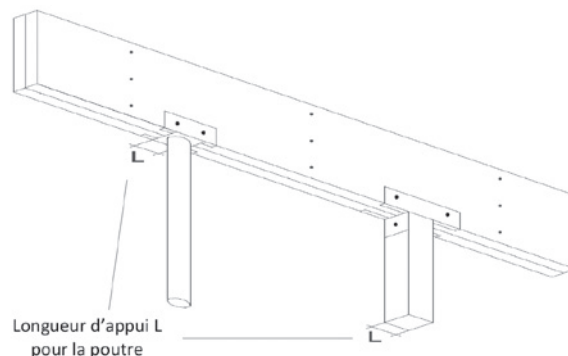


Figure 46 – Connecteur de liaison poteau-poutre

3.8 Dispositions spécifiques à certains ouvrages

3.8.1 Plancher sur vide sanitaire

Dans le cas d'un plancher sur vide sanitaire, on veillera à respecter les exigences correspondantes du NF DTU 31.2 et du DTU 51.3, notamment quant à la garde au sol (intérieur et extérieur), à la ventilation naturelle, et au traitement de préservation des éléments de structure.

Le dimensionnement est réalisé dans les conditions de la Classe de Service 2 dès lors que les exigences de ventilation correspondantes du DTU 51.3 sont satisfaites.

En outre, un plancher sur vide sanitaire étant réputé isolé, on s'assurera du bon positionnement du pare-vapeur entre le dessus des solives et le panneau de plancher.

3.8.2 Support de plafond

Lorsque la structure de plancher haut a pour seule fonction de supporter un plafond suspendu (application communément appelée grille à plafond), les prescriptions qui précèdent peuvent être restreintes comme suit :

- le panneau à usage structural n'est pas nécessaire, on s'assurera cependant de la stabilité latérale des solives ;
- les charges d'exploitation peuvent être négligées, à l'exception d'une charge concentrée équivalente à celle de la Catégorie d'Usage H pour prendre en compte le déplacement d'une personne en cas de travaux de maintenance ou de montage ;
- le calcul vibratoire ne s'applique pas.

La stabilité latérale doit être vérifiée par un dimensionnement sous charges effectives. La stabilité doit être assurée par la mise en œuvre (selon le résultat du dimensionnement) d'éléments tels que décrits au paragraphe 2.5.2.

A minima, les prescriptions du contreventement de sécurité spécifiées au paragraphe 8.1 doivent être maintenues de manière permanente.

Le cas échéant (par exemple : plafond isolé sur volume de toiture non isolé), on s'assurera du bon positionnement du pare-vapeur.

3.9 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme bois

Sauf mention contraire explicite, l'ensemble des Prescriptions Communes qui précèdent s'appliquent indifféremment aux poutres en I à âme bois et à âme métallique, à l'exception des cas précisés ci-dessous.

Les dispositions constructives suivantes sont spécifiques aux poutres en I à âme bois, car non adaptées aux poutres en I à âme métallique :

- les renforts d'âme définis au paragraphe 2.1.7 et en Figure 5 ;
- les assemblages de poutres à plis multiples :
 - par planches de calage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 24,
 - par connecteurs spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 25 ;
- la réalisation de chevêtres :
 - avec blocs de calage et étriers, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 28, Figure 29 et Figure 30,
 - avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 32.

Les assemblages de poutres à plis multiples par vis spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 26 peuvent être applicables en présence de vis adaptées à ce type de poutre et dont les propriétés mécaniques auront été vérifiées avec ce type de poutre.

3.10 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme métallique

Sauf mention contraire explicite, l'ensemble des Prescriptions Communes qui précèdent s'appliquent indifféremment aux poutres en I à âme bois et à âme métallique, à l'exception des cas précisés ci-dessous.

Les dispositions constructives suivantes sont spécifiques aux poutres en I à âme métallique, car non ou peu adaptées aux poutres en I à âme bois :

- les goussets ou renforts latéraux définis au paragraphe 2.1.7 et en Figure 6 ;
- les assemblages de poutres à plis multiples :
 - par vis spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 26 ;
 - par boulons, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 27 et Figure 25 ;
- la réalisation de chevêtres :
 - avec goussets, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 31.

La réalisation de chevêtres avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 32 peut être applicable en présence de connecteurs adaptés à ce type de poutre et dont les propriétés mécaniques auront été vérifiées avec ce type de poutre.

4. Conception et calcul des toitures – cas des chevrons autoporteurs

Le présent chapitre complète les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2 par les règles de conception, de calcul et de mise en œuvre et utilisation spécifiques aux structures de toiture en poutres en I à base de bois, lorsque ces dernières sont utilisées majoritairement comme chevron autoporteur.

4.1 Application des règles de calcul

Le dimensionnement de la poutre en I en tant que chevron autoporteur se fait suivant la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale.

L'ensemble des Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9 s'applique aux structures de toiture. Elles sont complétées par les prescriptions suivantes, spécifiques aux structures de toiture en poutres en I à base de bois, lorsque ces dernières sont utilisées majoritairement comme chevron autoporteur.

Les prescriptions suivantes s'appliquent aux toitures non accessibles (sauf pour entretien et réparation) correspondant à la Catégorie d'Usage H selon NF EN 1991-1-1.

4.2 Charges

Les charges sont définies au paragraphe 2.9.4 des Prescriptions Communes. Les éléments de précision suivants s'appliquent aux structures de toiture.

4.2.1 Charges permanentes

Le poids propre de l'ensemble de la structure de la toiture, doit également comprendre ses éléments de finition (plafond, lattage/contre-lattage, couverture, etc.) et ses composants connexes tel par exemple que l'isolation du plénum.

Afin de pouvoir calculer la déformation totale à long terme sur les éléments de second-œuvre $w_{d2,fin}$, on scinde ces charges permanentes en deux fractions distinctes G_0 et G_1 telles que définies au paragraphe 2.9.14.

Une attention particulière sera portée à la définition des charges permanentes en cas de toiture avec étanchéité et protection lourde (gravillons, dalles sur plots, végétalisation, etc.), leur intensité pouvant être très élevée selon le type de protection choisi.

4.2.2 Autres charges

Une attention particulière doit être portée à la présence de charge d'intensité importante sur une surface faible, comme par exemple celles induites par les équipements...

Le cas échéant un chevêtre localisé est à prévoir au droit de ces éléments.

Une attention particulière doit être portée au dimensionnement et à la conception des ancrages de structures supportant des panneaux photovoltaïques qui supporteront et induiront des efforts d'arrachement spécifiques.

4.3 Vérification aux ELU

La vérification aux ELU se fait selon les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9.

La vérification sous charge concentrée décrite au paragraphe 2.9.6 est particulièrement requise pour les chevrons autoporteurs des structures de toiture.

Les vérifications sous action sismique sont traitées au paragraphe 6.

Les efforts de glissement induits par la composante parallèle au rampant des charges verticales sont repris aux niveaux des appuis par un dispositif adapté (des exemples sont donnés au paragraphe 4.6.2) dont les fixations doivent être vérifiées selon les règles applicables pour les assemblages de type tige au paragraphe 8 de la NF EN 1995-1-1.

La reprise des efforts de glissement (par exemple, en butée à l'appui bas du chevron) ou les efforts de vents transmis d'un pan de toiture au versant opposé peuvent induire un effort axial dans le chevron en poutre en I, qui doit alors être dimensionné en flexion et compression combinées.

4.4 Vérification aux ELS

La vérification aux ELS se fait selon les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9.

Les limites de déformation pour les flèches w_{fin} , $w_{net,fin}$ et $w_{Q,inst}$ sont données au paragraphe 7.2 (2) de l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1, et notamment dans le Tableau 7.2 à la ligne « Éléments structuraux ».

Note : la ligne « Chevrons » dans le Tableau 7.2 au § 7.2 (2) de l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 ne s'applique pas aux chevrons autoporteurs.

En l'absence d'une limite de déformation définie pour $w_{d2,fin}$ (aussi appelée w_2) dans les référentiels concernés (DTU, Avis Techniques, etc.), calibrée pour un calcul selon la NF EN 1995-1-1, les limites suivantes sont recommandées :

- L/250 en présence d'un plafond suspendu, de cloisons légères ou d'éléments de couverture de petite dimension ;
- L/350 et 12 mm maximum au-dessus d'un linteau de porte ou de fenêtre.

Note : On rappelle que dans ce cas, le NF DTU 31.2 limite la déformation totale w_{fin} à L/500 et 10 mm maximum.

Une attention particulière doit être portée aux déformations différentielles pouvant être engendrées par :

- la coexistence à faible distance de poutres chargées très différemment ;
- des portées de poutres adjacentes différentes ;
- la proximité d'un pignon ou autre point dur ;

- des poutres adjacentes avec des conditions d'appui différentes ;
- les ensembles de chevêtres (entre porteurs et solives parallèles).

Dans le cas d'une toiture de faible pente $\leq 6\%$ ($3,5^\circ$) une attention particulière doit être portée vis-à-vis de la déformation, afin d'éviter que celle-ci ne vienne modifier de manière défavorable l'écoulement des eaux vers les évacuations prévues.

4.5 Contreventement global

La structure de toiture en poutres en I à base de bois participe au contreventement global du bâtiment.

La fonction de contreventement est mise en œuvre selon les méthodes usuelles, à savoir :

- soit par mise en œuvre d'un feuillard métallique en diagonale et/ou croisé, en pose tendue et fixé mécaniquement aux points durs ;
- soit par mise en œuvre d'une poutre au vent telle que définie au DTU 31.1 ;
- soit par mise en œuvre d'un panneau à usage structural fixé à l'ensemble des éléments de la structure de toiture et aux appuis périphériques, ayant une rigidité dans son plan qui permet de reprendre les efforts de contreventement, assimilable au panneau de plancher pour sa fonction de diaphragme (paragraphe 3.5).

Les dispositions constructives présentées ci-après incluent une solution de contreventement par feuillard métallique.

Les dispositions ainsi que les règles de moyens ou de dimensionnement de la fonction de contreventement de toiture des DTU 31.1, 31.2 et 31.3 peuvent être appliqués aux toitures en poutres en I à base de bois, moyennant la prise en compte des éventuelles spécificités décrites dans le présent CPT.

Le contreventement et dispositions constructives sous action sismique sont traités au paragraphe 6.

4.6 Dispositions constructives diverses

La présente section regroupe les Prescriptions Communes à l'usage de poutres en I comme chevron de toiture autoporteur. D'autres détails de mise en œuvre sont possibles, qui relèvent alors du DTA.

4.6.1 Conditions d'appui

Dès lors que la pente des chevrons excède 2% ($1,4^\circ$), les Prescriptions Communes concernant les appuis des poutres en I décrites au paragraphe 2.5.1 doivent être complétées pour les chevrons autoporteurs par les dispositions suivantes.

La surface d'appui des chevrons doit être biseautée en adéquation avec leur pente afin de garantir un appui satisfaisant.

4.6.1.1 Coupe d'assise

La coupe d'assise (coupe horizontale) n'est autorisée qu'à l'appui inférieur, et nécessite alors impérativement des renforts d'âme ou goussets tels que définis au paragraphe 2.1.7, et qui doivent alors être également biseautés pour s'ajuster à la poutre (Figure 47).

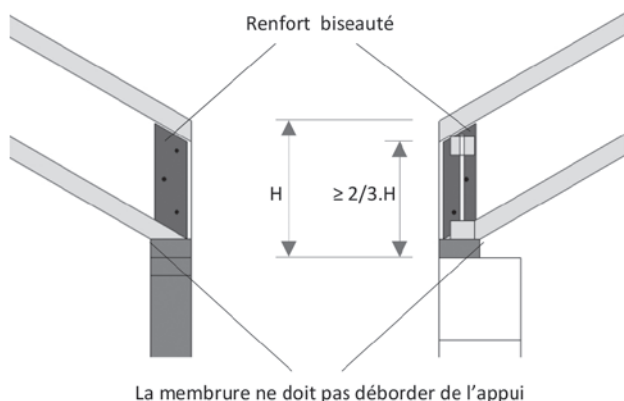


Figure 47 – Coupe d'assise sur appui inférieur de chevron

La membrure basse doit reposer entièrement sur la sablière. La coupe d'assise ne doit pas se prolonger au-delà de la face intérieure de l'appui.

Le maintien latéral à l'appui doit être assuré sur au moins 2/3 de la hauteur de la poutre mesurée d'aplomb.

Le débord de toiture en égout est limité à 600 mm en cas de coupe d'assise.

4.6.1.2 Reprise des efforts de soulèvement

Lorsque les efforts de soulèvement sont trop importants pour être repris par les fixations simples aux appuis, un connecteur anti-soulèvement (ou autre dispositif adapté) spécifiquement dimensionné pour reprendre ces efforts doit être installé.

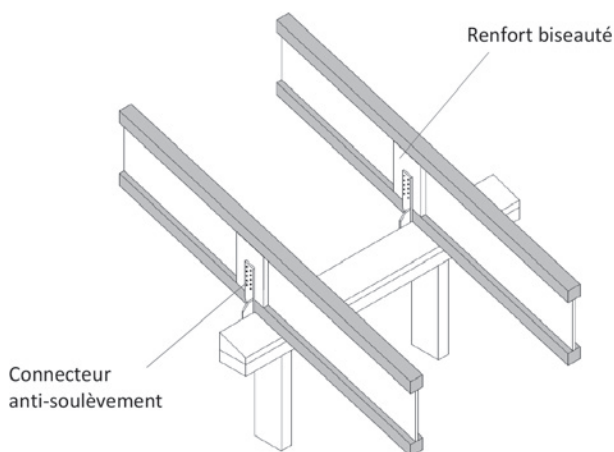


Figure 48 – Connecteur anti-soulèvement à l'appui d'un chevron

Le connecteur anti-soulèvement est fixé à l'appui ainsi qu'à la poutre en I au moyen d'un renfort d'âme ou d'un gousset tels que définis au paragraphe 2.1.7, et qui doit alors être également biseauté pour s'ajuster à la poutre (Figure 48).

En cas d'appui sur connecteur métallique, la résistance au soulèvement du connecteur doit être vérifiée.

4.6.2 Reprise des efforts de glissement

Les efforts de glissement du chevron autoporteurs doivent être repris aux appuis, selon une répartition choisie par le bureau d'études ou le concepteur. En effet, l'effort de glissement peut être repris :

- uniquement en tête au moyen d'un feuillard métallique (Figure 49 et Figure 50). Cette solution s'applique également aux chevrons situés sous les chevêtres ;

- uniquement en pied en butée au moyen d'une lisse de calage (Figure 51), dont les dimensions doivent être adaptées à celles du chevron et au nombre de fixations nécessaires, et qui peut être complétée d'une équerre ;
- de manière répartie entre les différents appuis en utilisant les deux méthodes précédentes selon l'appui considéré.

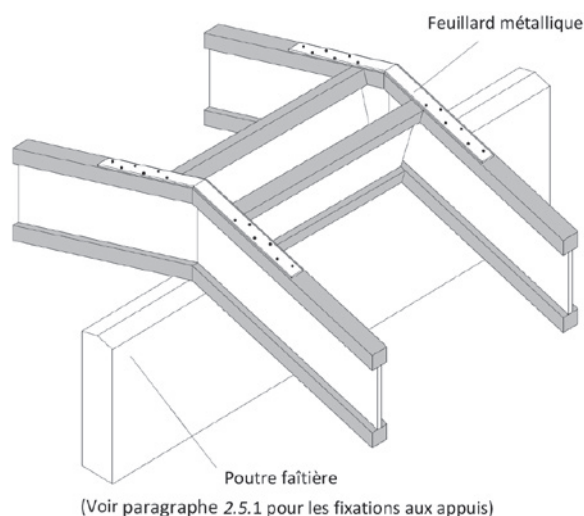


Figure 49 – Reprise de l'effort de glissement par feuillard métallique – Appui simple

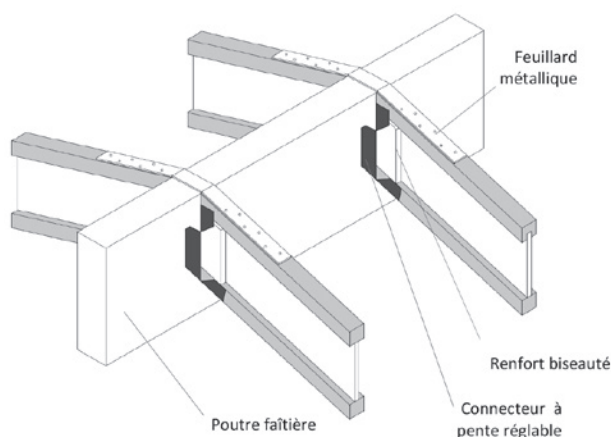


Figure 50 – Reprise de l'effort de glissement par feuillard métallique – Appui sur connecteur

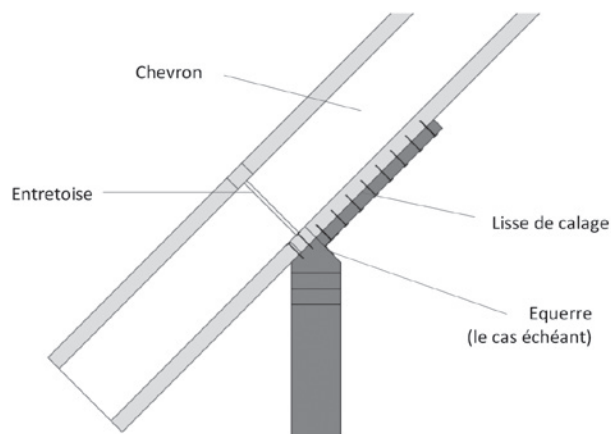


Figure 51 – Reprise de l'effort de glissement par lisse de calage

L'appui uniquement en pied en butée induit un effort axial qui doit être pris en compte dans le cadre du dimensionnement (flexion et compression combinées).

4.6.3 Débord de toiture en égout

Les chevrons doivent être maintenus latéralement à l'appui, avec ou sans porte-à-faux, au moyen d'entretoises en bois, lamibois (LVL), poutre en I, ou autre matériaux dérivés du bois :

- soit de hauteur égale à celle de la poutre (Figure 52) ;
- soit de hauteur au moins égale à 2/3 de la hauteur de la poutre mesurée d'aplomb – cette solution nécessite des renforts d'âme ou goussets (Figure 47)

En cas d'utilisation d'entretoises en poutre en I et d'un feuillard de contreventement diagonal, ce dernier doit être rabattu tendu et cloué aux entretoises munies d'un bloc de clouage (Figure 52) ainsi qu'à la sablière.

Le débord de toiture en égout peut être réalisé :

- en poutre en I en laissant filer le chevron en porte-à-faux (Figure 52) ;
- avec un faux-chevron latéral rapporté (Figure 53) ou un faux-chevron usiné rapporté (Figure 54) :
 - le débord est limité à 600 mm,
 - la longueur du faux-chevron est au moins égale à trois fois la longueur du débord,
 - un jeu de 3 mm minimum doit être laissé entre le faux chevron et la face inférieure de la membrure supérieure du chevron,
 - un bloc d'appui biseauté et ajusté est positionné sous le faux-chevron latéral au droit de l'appui et fixé à l'âme de la poutre en I,
 - le cas échéant une pièce horizontale de hauteur égale à la hauteur de la membrure est rapportée sur le faux-chevron latéral au niveau du débord afin de s'aligner avec le fil d'eau,
 - le faux-chevron usiné est ajusté à la poutre en I,
 - les fixations du faux-chevron dans l'âme de la poutre doivent être dimensionnées pour reprendre le moment agissant à l'appui de porte-à-faux.

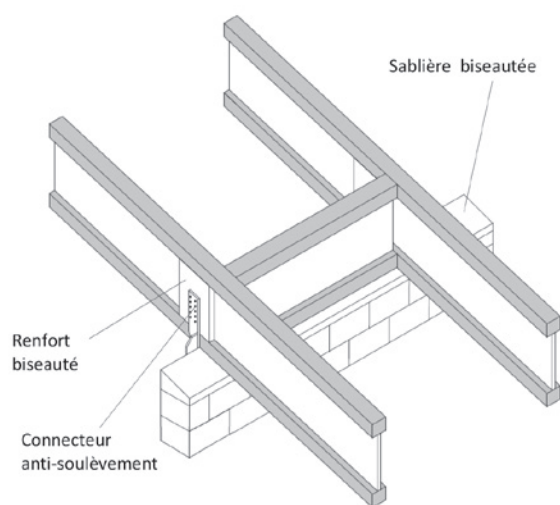


Figure 52 – Débord de toiture en égout – Chevron en porte-à-faux

Le feuillard métallique diagonal de contreventement en Figure 52 est indiqué comme exemple de solution de contreventement. Voir le paragraphe 4.5 pour les autres solutions de contreventement.

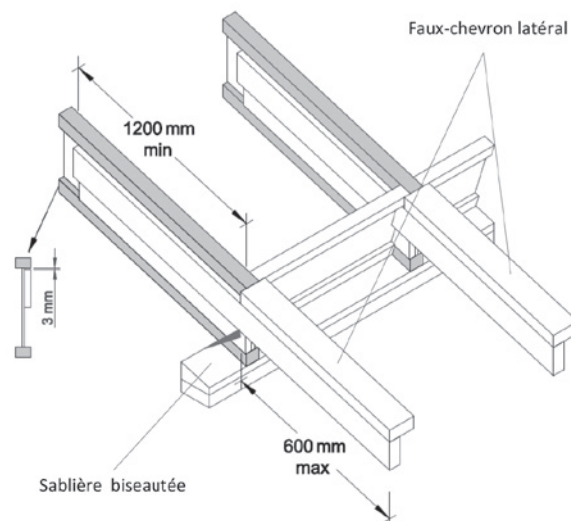


Figure 53 – Débord de toiture en égout – Faux chevron latéral

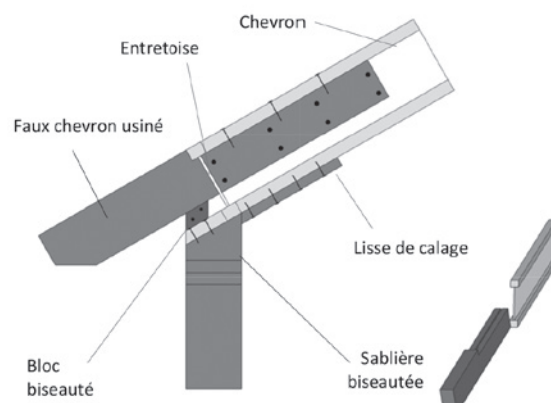


Figure 54 – Débord de toiture en égout – Faux chevron usiné

4.6.4 Faîtage

Au niveau du faîtage, les chevrons sont soit en appui sur connecteur spécifique à pente réglable (Figure 55), soit en appui simple (Figure 56).

En cas d'utilisation d'un feuillard de contreventement diagonal, ce dernier doit être rabattu tendu et cloué à la poutre faîtière (ou mur de faîte).

Dans le cas d'un appui sur connecteur spécifique à pente réglable (Figure 55) :

- des renforts d'âme ou goussets tels que définis au paragraphe 2.1.7, biseautés pour s'ajuster à la poutre, sont nécessaires ;
- l'effort de glissement est repris au moyen d'un feuillard métallique:
 - fixé sur les chevrons en opposition et à la faîtière,
 - fixé sur un chevron sans chevron opposé et rabattu et fixé sur la faîtière,
 - fixé avec un premier clou à 60 mm au moins de l'extrémité de la poutre pour éviter le fendage.

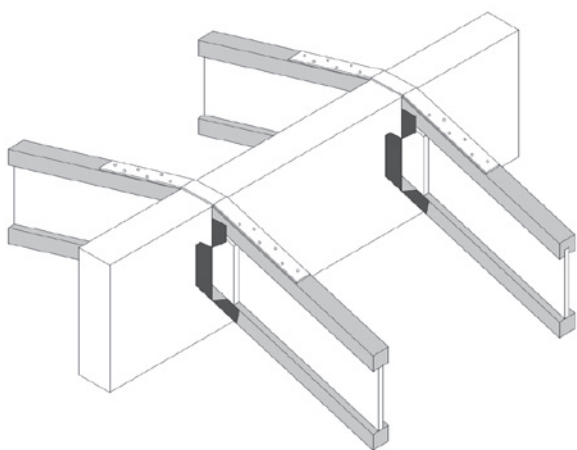


Figure 55 – Faîtage – Appui sur connecteur

Dans le cas d'un appui simple sur faîtière ou mur de faîte (Figure 56) :

- les chevrons doivent être maintenus latéralement à l'appui, avec ou sans porte-à-faux, au moyen d'entretoises en bois, lamibois (LVL), poutre en I, ou autre matériaux dérivés du bois de hauteur égale à celle de la poutre, posées en quinconce ;
- si l'effort de glissement est repris au moyen d'un feuillard métallique, celui-ci est :
 - fixé sur les chevrons en opposition et à la faîtière ;
 - fixé sur un chevron sans chevron opposé et rabattu et fixé sur la faîtière ;
 - fixé avec un premier clou à 60 mm au moins de l'extrémité de la poutre pour éviter le fendage.

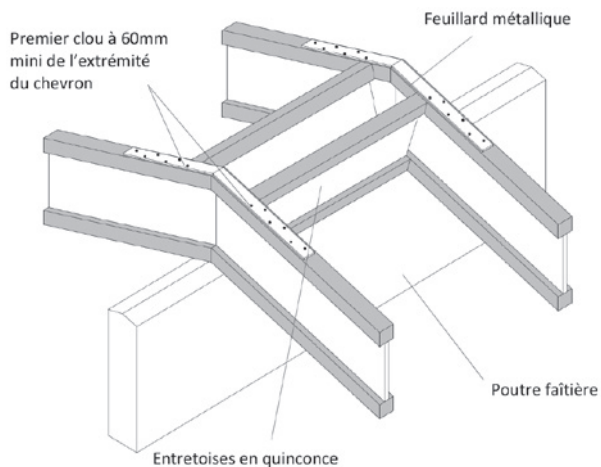


Figure 56 – Faîtage – Appui simple

Le feuillard métallique diagonal de contreventement en Figure 55 et Figure 56 est indiqué comme exemple de solution de contreventement. Voir le paragraphe 4.5 pour les autres solutions de contreventement.

4.6.5 Débord de pignon

Le débord de pignon peut être réalisé soit avec une échelle de pignon (Figure 57 ; structure spécifique de débord de toit) soit par simple débord des supports de couverture (Figure 58).

Dans le cas d'un débord réalisé au moyen d'une échelle de pignon (Figure 57) :

- les éléments transversaux de l'échelle de pignon sont usinés et ajustés au profil de la membrure haute de la poutre en I ;
- le débord ne doit pas excéder la distance entre le dernier chevron et le pignon ;
- l'échelle de pignon est dimensionnée pour reprendre les charges s'appliquant à cette zone de la toiture et entretoisée le cas échéant ;
- on vérifie que l'effort de soulèvement appliqué par les éléments transversaux de l'échelle de pignon à la membrure supérieure n'excède pas les charges admissibles définies au paragraphe 2.1.9.

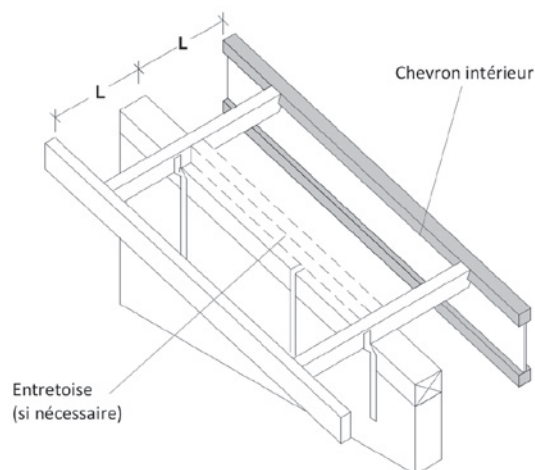


Figure 57 – Débord de pignon avec échelle

Dans le cas d'un débord simple du support de couverture (Figure 58) :

- le dernier chevron est positionné au plus proche du pignon, et à maximum 70 mm, tout en permettant sa pose, et l'éventuel calfeutrement d'isolant ;
- le support de couverture repose sur une sablière fixée sur le dessus du mur de pignon ;
- le débord total mesuré à partir du dernier chevron n'excède pas 500 mm.

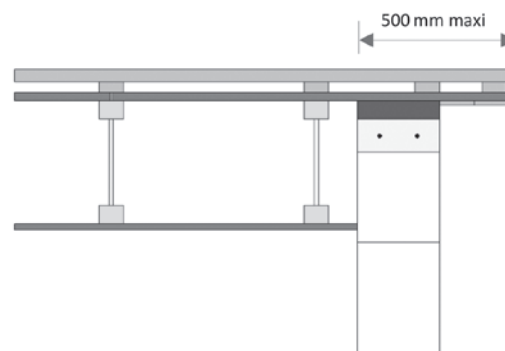


Figure 58 – Débord de pignon simple

4.6.6 Chevêtre de toiture

Les dispositions constructives relatives aux chevêtres spécifiées au paragraphe 2.5.4 s'appliquent également aux chevêtres de toiture. Elles sont complétées par les éléments suivants.

Les connecteurs sont choisis pour s'adapter aux sujétions de pente et d'angle des différents éléments. Un connecteur à pente réglable est notamment nécessaire au niveau des chevrons interrompus par le chevêtre (Figure 59).

En outre, l'effort de glissement au niveau des chevrons interrompus par le chevêtre est repris au moyen d'un feuillard métallique :

- fixé sur un chevron sans chevron opposé et rabattu et fixé sur la faîtière ;
- fixé avec un premier clou à 60 mm au moins de l'extrémité de la poutre pour éviter le fendage.

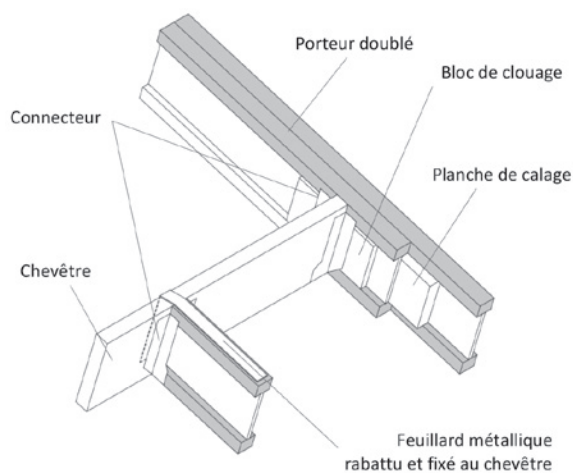


Figure 59 – Chevêtre de toiture

4.6.7 Assemblage des chevrons aux arêtiers et noues

Les chevrons en poutre en I ne peuvent être assemblés aux noues et arêtiers qu'au moyen de connecteurs métalliques adaptés, et requièrent usuellement des renforts d'âme ou goussets tels que définis au paragraphe 2.1.7, et qui doivent alors être également biseautés pour s'ajuster à la poutre (Figure 60).

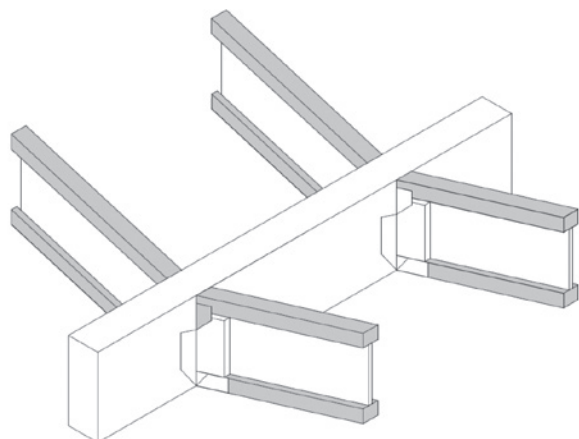


Figure 60 – Assemblage des chevrons aux arêtiers et noues

La réalisation de ce type d'assemblage uniquement avec des fixations (clous, vis) est proscrite.

4.6.8 Fixation des éléments de couverture

De manière générale, la dimension des fixations des éléments supports de couverture doit être adaptée aux dimensions, et plus particulièrement à la hauteur des membrures des poutres en I.

En particulier, la fixation directe de panneaux de toiture (isolants ou non) et de bacs acier, conformément aux exigences des ATE, DTA ou Avis Techniques de ces procédés nécessite une vérification méticuleuse de la compatibilité desdites fixations avec la section de membrure du chevron en poutre en I.

4.7 Dispositions relatives à l'utilisation en zone sismique

Le principe de dimensionnement d'une toiture en poutres en I sous sollicitation sismique s'apparente en tout point à celui d'une toiture en éléments porteurs traditionnels en bois massif.

Les prescriptions relatives à la conception et au dimensionnement des diaphragmes de toiture en poutres en I sont décrites au paragraphe 6.

4.8 Dispositions spécifiques à certains ouvrages

Les présentes prescriptions s'appliquent aux éléments de structure de charpente dans le cadre de validité des DTU ou Avis Techniques des procédés concernés :

- Couvertures en petits éléments :
 - ardoises naturelles (DTU 40.11) ou fibres-ciment (NF DTU 40.13),
 - tuiles de terre cuite à emboîtement ou à glissement à relief (NF DTU 40.21) ;
 - tuiles de terre cuite à emboîtement à pureau plat (NF DTU 40.211),
 - tuiles en béton à emboîtement et à glissement (DTU 40.24 et DTU 40.241),
 - tuiles canal (DTU 40.22),
 - tuiles plates en terre cuite (DTU 40.23) ou en béton (DTU 40.25),
 - bardeaux bitumés (DTU 40.14 ou selon Avis Techniques particuliers) ou tuiles métalliques (selon Avis Techniques particuliers) ;
- couvertures en plaques :
 - plaque bitumineuse (selon Avis Techniques particuliers),
 - plaque profilée en fibres-ciment (NF DTU 40.37),
 - Plaque métallique nervurée (DTU 40.35) ;
- couvertures métalliques sur support continu ventilé :
 - zinc (DTU 40.41), acier inoxydable étamé (DTU 40.44), cuivre (DTU 40.45) ou plomb (DTU 40.46) ;
- toitures en éléments porteurs en bois et panneaux dérivés du bois avec revêtements d'étanchéité (NF DTU 43.4).

On se reportera à ces référentiels pour les prescriptions techniques afférentes à la couverture sur support bois ou dérivé du bois.

4.9 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme bois

Sauf mention contraire explicite, l'ensemble des Prescriptions Communes qui précèdent s'appliquent indifféremment aux poutres en I à âme bois et à âme métallique, à l'exception des cas précisés ci-dessous.

Les dispositions constructives suivantes sont spécifiques aux poutres en I à âme bois, car non adaptées aux poutres en I à âme métallique :

- les renforts d'âme définis au paragraphe 2.1.7 et en Figure 5 ;
- les assemblages de poutres à plis multiples :
 - par planches de calage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 24,
 - par connecteurs spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 25 ;
- la réalisation de chevêtres :
 - avec blocs de calage et étriers, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 28, Figure 29 et Figure 30,
 - avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 32 ;
- la réalisation des débords de toiture tels que décrits au paragraphe 4.6.3 et en Figure 53 et Figure 54.

Les assemblages de poutres à plis multiples par vis spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 26 peuvent être applicables en présence de vis adaptées à ce type de poutre et dont les propriétés mécaniques auront été vérifiées avec ce type de poutre.

4.10 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme métallique

Sauf mention contraire explicite, l'ensemble des Prescriptions Communes qui précèdent s'appliquent indifféremment aux poutres en I à âme bois et à âme métallique, à l'exception des cas précisés ci-dessous.

Les dispositions constructives suivantes sont spécifiques aux poutres en I à âme métallique, car non ou peu adaptées aux poutres en I à âme bois :

- les goussets ou renforts latéraux définis au paragraphe 2.1.7 et en Figure 6 ;
- les assemblages de poutres à plis multiples :
 - par vis spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 26,
 - par boulons, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 27 et Figure 25 ;
- la réalisation de chevêtres :
 - avec goussets, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 31.

La réalisation de chevêtres avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 32 peut être applicable en présence de connecteurs adaptés à ce type de poutre et dont les propriétés mécaniques auront été vérifiées avec ce type de poutre.

De manière générale, l'utilisation de gousset en lieu et place des renforts d'âme ou blocs de clouage présentés dans les diverses dispositions constructives est spécifiquement adaptée aux poutres à âme métalliques, notamment pour les dispositifs en Figure 47, Figure 48, Figure 52, Figure 59 et Figure 60.

5. Conception et calcul des toitures – cas des pannes

Le présent chapitre complète les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2 par les règles de conception, de calcul et de mise en œuvre et utilisation spécifiques aux structures de toiture en poutres en I à base de bois, lorsque ces dernières sont utilisées majoritairement comme panne.

5.1 Application des règles de calcul

Le dimensionnement de la poutre en I en tant que panne se fait suivant la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale.

L'ensemble des Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9 s'applique aux structures de toiture. Elles sont complétées par les prescriptions suivantes, spécifiques aux structures de toiture en poutres en I à base de bois, lorsque ces dernières sont utilisées majoritairement comme panne.

Les prescriptions suivantes s'appliquent aux toitures non accessibles (sauf pour entretien et réparation) correspondant à la Catégorie d'Usage H selon NF EN 1991-1-1

De par leur configuration même les poutres en I utilisées comme panne sont soumises à l'action combinée des :

- composantes d'efforts parallèles au plan principal de la section (flexion selon l'axe fort), calculées sur la portée globale de la poutre ;
- composantes transversales au plan principal de la section (flexion selon l'axe faible), calculées en considérant les appuis transversaux procurés par le système d'entretoisement prévu pour limiter les contraintes et les déformations dues à ces composantes transversales.

On distingue :

- les pannes d'aplomb : poutres en flexion déviée sous efforts de vent perpendiculaire au rampant ;
- les pannes à dévers : poutres en flexion combinée sous l'effet combiné des composantes normales et parallèle au plan de toiture des charges verticales et des efforts de vent.

La configuration en panne d'aplomb est limitée aux toitures de pente $\leq 15\%$ ($8,5^\circ$).

5.2 Charges

Les charges sont définies au paragraphe 2.9.4 des Prescriptions Communes. Les éléments de précision suivants s'appliquent aux structures de toiture.

5.2.1 Charges permanentes

Le poids propre de l'ensemble de la structure de la toiture, doit également comprendre ses éléments de finition (plafond, lattage/contre-lattage, couverture, etc.) et ses composants connexes tel par exemple que l'isolation du plénum.

Afin de pouvoir calculer la déformation totale à long terme sur les éléments de second-œuvre $w_{d2,fin}$, on scinde ces charges permanentes en deux fractions distinctes G_0 et G_1 telles que définies au paragraphe 2.9.14.

Une attention particulière sera portée à la définition des charges permanentes en cas de toiture avec étanchéité et protection lourde (gravillons, dalles sur plots, végétalisation, etc.) leur intensité pouvant être très élevée selon le type de protection choisi.

5.2.2 Charges des toitures terrasse accessibles

Une toiture (usuellement toiture terrasse) est considérée comme accessible est classée dans celle des Catégories d'Usage A, B, C et D qui correspond à l'usage des parties accessibles.

Outre les charges induites par d'éventuels murs extérieurs, s'il existe des cloisons légères, les dispositions concernant les charges de ces cloisons définies au paragraphe 3.2.2 s'appliquent également à la structure de toiture accessible.

5.2.3 Autres charges

Une attention particulière doit être portée à la présence de charge d'intensité importante sur une surface faible, comme par exemple celles induites par une des panneaux photovoltaïques, un ballon d'eau-chaude, etc.

Le cas échéant un chevêtre localisé est à prévoir au droit de ces éléments.

Une attention particulière doit être portée au dimensionnement et à la conception des ancrages de structures supportant des panneaux photovoltaïques qui supporteront et induiront des efforts d'arrachement spécifiques.

5.3 Vérification aux ELU

La vérification aux ELU se fait selon les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9.

La vérification sous charge concentrée décrite au paragraphe 2.9.6 est particulièrement requise pour les poutres en I utilisées comme panne de toiture.

Les vérifications sous action sismique sont traitées au paragraphe 6.

La poutre étant soumise à une flexion combinée il y a lieu de vérifier :

- la contrainte de flexion combinée ;
- la contrainte cisaillement combinée ;
- la résistance sur appui :
 - selon l'axe fort, avec la résistance sur appui de la poutre en I définie au paragraphe 2.9.10,
 - selon l'axe faible, avec la résistance en compression perpendiculaire au fil des surfaces de membrures en contact avec l'appui ou avec les entretoises ;
- la stabilité latérale combinée.

5.4 Vérification aux ELS

La vérification aux ELS se fait selon les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2.9.

Les limites de déformation pour les flèches $w_{f,fin}$, $w_{net,fin}$ et $w_{Q,inst}$ sont données au paragraphe 7.2 (2) de l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1, et notamment dans le Tableau 7.2 à la ligne « Eléments structuraux ».

Note : la ligne « Chevrons » dans le Tableau 7.2 au § 7.2 (2) de l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 peut s'appliquer aux chevrons de faible section supportés par les pannes.

En l'absence d'une limite de déformation définie pour $w_{d2,fin}$ (aussi appelée w_2) dans les référentiels concernés (DTU, Avis Techniques, etc.), calibrée pour un calcul selon la NF EN 1995-1-1, les limites suivantes sont recommandées :

- L/250 en présence d'un plafond suspendu, de cloisons légères ou d'éléments de couverture de petite dimension ;

- L/350 et 12mm maximum au-dessus d'un linteau de porte ou de fenêtre.

Note : On rappelle que dans ce cas, le NF DTU 31.2 limite la déformation totale w_{fin} à L/500 et 10 mm maximum.

Dans le cas d'une toiture de faible pente $\leq 6\%$ ($3,5^\circ$) une attention particulière doit être portée vis-à-vis de la déformation, afin d'éviter que celle-ci ne vienne modifier de manière défavorable l'écoulement des eaux vers les évacuations prévues.

La poutre étant soumise à une flexion combinée, il y a lieu de déterminer la déformation totale comme la somme vectorielle de la déformation selon l'axe fort et de la déformation selon l'axe faible :

$$w_{tot} = \sqrt{w_{axe\ fort}^2 + w_{axe\ faible}^2}$$

5.5 Contreventement global

La structure de toiture en poutres en I à base de bois participe au contreventement global du bâtiment.

La fonction de contreventement est mise en œuvre selon les méthodes usuelles, à savoir :

- soit par mise en œuvre d'un feuillard métallique en diagonale et/ou croisé, en pose tendue et fixé mécaniquement aux points durs ;
- soit par mise en œuvre d'une poutre au vent telle que définie au NF DTU 31.3 ;
- soit par mise en œuvre d'un panneau à usage structural fixé à l'ensemble des éléments de la structure de toiture et aux appuis périphériques, ayant une rigidité dans son plan qui permet de reprendre les efforts de contreventement, assimilable au panneau de plancher pour sa fonction de diaphragme (paragraphe 3.5).

Les dispositions ainsi que les règles de moyens ou de dimensionnement de la fonction de contreventement de toiture des DTU 31.1, 31.2 et 31.3 peuvent être appliqués aux toitures en poutres en I à base de bois, moyennant la prise en compte des éventuelles spécificités décrites dans le présent CPT.

Le contreventement et dispositions constructives sous action sismique sont traités au paragraphe 6.

5.6 Dispositions constructives diverses

La présente section regroupe les Prescriptions Communes à l'usage de poutres en I comme panne de toiture. D'autres détails de mise en œuvre sont possibles, qui relèvent alors du DTA.

5.6.1 Conditions d'appui

5.6.1.1 Appui de la couverture

Dans le cas de panne à dévers, l'angle de dévers étant égal à l'angle de la toiture, la panne procure aux éléments supports de couverture ou aux panneaux de toiture un appui plan simple ne nécessitant pas de disposition particulière.

Dans le cas d'une panne d'aplomb, l'appui des éléments supports de couverture ou aux panneaux de toiture doit être procuré par adjonction d'une lisse d'assise biseautée avec un angle égal à la pente du toit ou d'un dispositif de connecteurs métalliques réglables sur le dessus de la panne (Figure 61).

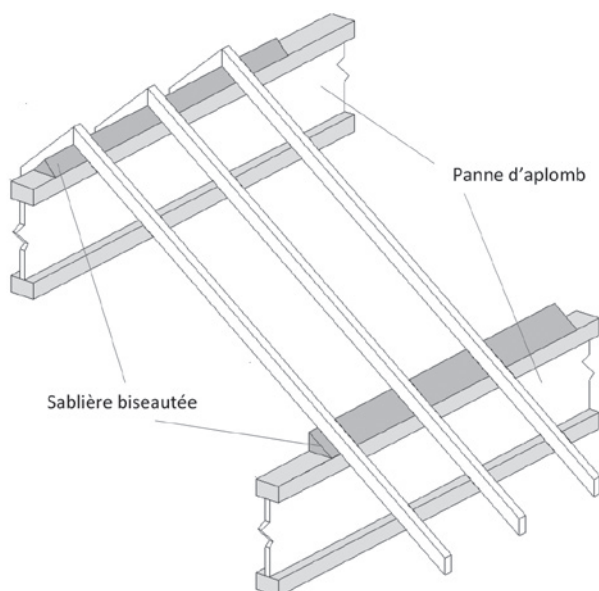


Figure 61 – Appui des chevrons sur panne d'aplomb

5.6.1.2 Appuis principaux de panne à dévers

Dans le cas d'une panne à dévers, les dispositions constructives aux appuis définies au paragraphe 2.5.1 doivent être complétées par un dispositif permettant d'assurer l'appui permanent sur la face latérale de la poutre en I (par exemple une échantignolle ou un connecteur métallique adapté), qui doit non seulement assurer la stabilité latérale de la poutre, mais aussi être dimensionné pour reprendre les réactions d'appui selon l'axe faible.

5.6.1.3 Appuis de panne sur l'entretoisement

Selon l'axe faible de la poutre, entre deux appuis principaux, les dispositifs d'entretoisement prévus pour limiter les contraintes et les déformations dues aux composantes transversales des charges procurent un appui à la panne.

La fixation de ces dispositifs d'entretoisement à la panne doit non seulement assurer la stabilité latérale de la poutre, mais aussi être dimensionnée pour reprendre les réactions d'appui selon l'axe faible.

5.6.2 Entretoisement

La poutre étant soumise à une flexion combinée, il y a lieu de mettre en œuvre un système d'entretoisement afin de limiter les contraintes et les déformations dues aux composantes transversales des charges. Ceci est également nécessaire a priori pour les pannes posées d'aplomb, sauf résultat contraire de la vérification de stabilité latérale.

Ce système d'entretoisement et ses liaisons doivent être conçus de manière à éviter des phénomènes de déversement (flambement des membrures comprimées) et, dans le cas des pannes à dévers, à transférer les composantes parallèles au rampant vers des points d'appuis résistants et rigides de la structure.

Il y a donc lieu de vérifier la capacité de l'entretoisement à reprendre l'effort axial cumulé engendré par les réactions d'appuis sous composantes transversales cumulées des pannes sur le système d'entretoisement concerné.

Il y a également lieu de vérifier que la structure est capable de reprendre les efforts induits par le système d'entretoisement.

On distingue :

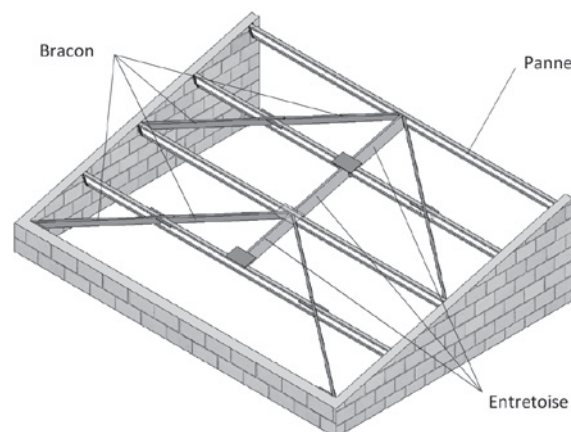
- les bracons : système d'entretoisement parallèle au rampant qui constitue un appui transversal de la panne, et qui, situé en bas de pente, transfère les efforts axiaux cumulés aux points d'appui rigides de la structure ; ces éléments sont fortement comprimés ;
- les feuilards ou autres dispositif agissant en traction, qui peuvent venir compléter les dispositifs précédents ou remplacer les bracons, et reporter les efforts axiaux cumulés sur les points d'appui rigides de la structure.

Les systèmes de maintien latéral (anti-dévers) discontinu définis au paragraphe 2.5.2.2 peuvent être utilisés comme bracon.

Les figures suivantes illustrent les principaux systèmes d'entretoisement applicables aux toitures en pannes en poutre en I à base de bois :

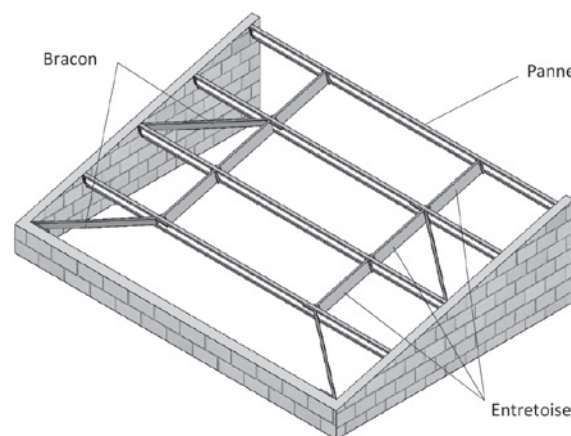
- entretoisement avec bracons,
- simple cours d'entretoises (Figure 62),
- double cours d'entretoises (Figure 63),
- détails de fixation des bracons et entretoises (Figure 64, Figure 65, Figure 66 et Figure 67) ;
- entretoisement avec feuillard :
 - simple cours d'entretoises,
 - double cours d'entretoises (Figure 69),
 - détails de fixation des feuilards et entretoises (Figure 70, Figure 71 et Figure 72).

5.6.2.1 Entretoisement avec bracons



(Schéma de principe – voir détails aux Figures suivantes)

Figure 62 – Simple cours d'entretoisement et bracons



(Schéma de principe – voir détails aux Figures suivantes)

Figure 63 – Double cours d'entretoisement et bracons

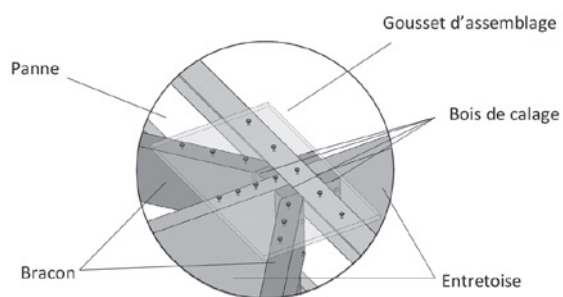


Figure 64 – Détail – Fixation du bracon au droit de l'entretise par gousset

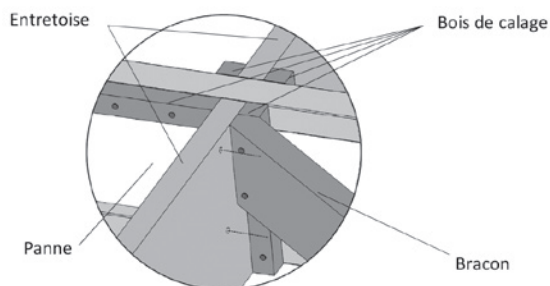


Figure 65 – Détail – Fixation du bracon au droit de l'entretise

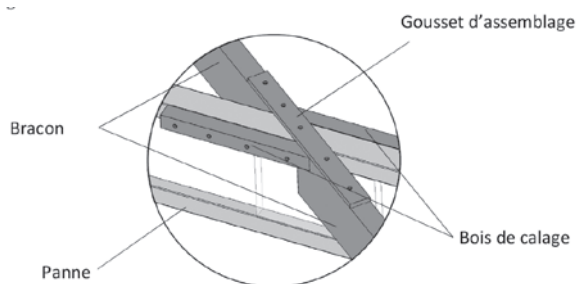


Figure 66 – Détail – Fixation du bracon sur la panne

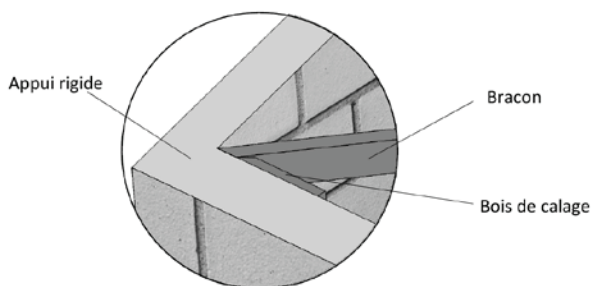
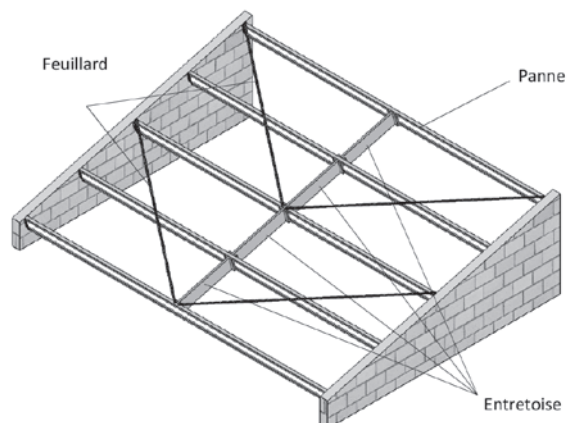


Figure 67 – Détail – Fixation du bracon à l'appui rigide

5.6.2.2 Entretoisement avec feuillard



(Schéma de principe – voir détails aux Fig. suivantes)

Figure 68 – Simple cours d'entretoisement et feuillard

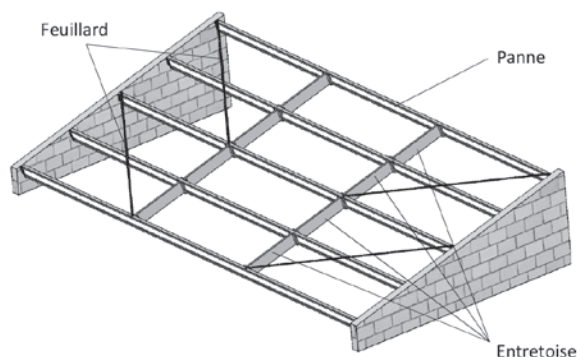


Figure 69 – Double cours d'entretoisement et feuillard

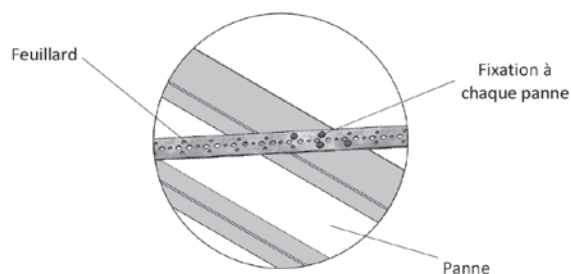


Figure 70 – Détail – Fixation du feuillard sur la panne

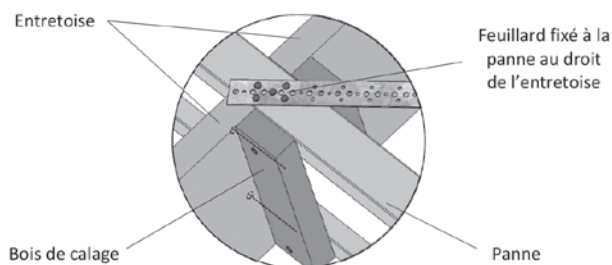


Figure 71 – Détail – Fixation du feuillard au droit de l'entretise

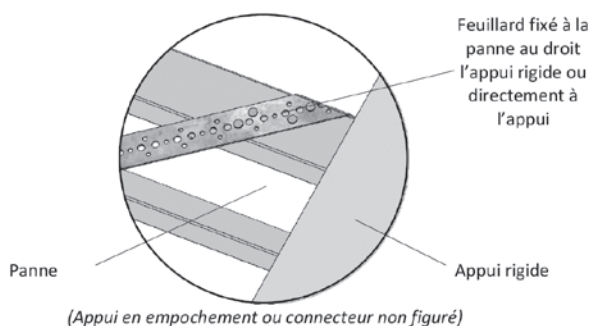


Figure 72 – Détail – Fixation du feillard à l'appui rigide

5.6.3 Fixation des éléments de couverture

De manière générale, la dimension des fixations des éléments supports de couverture doit être adaptée aux dimensions, et plus particulièrement à la hauteur des membrures des poutres en I.

En particulier, la fixation directe de panneaux de toiture (isolants ou non) et de bacs acier, conformément aux exigences des ATE, DTA ou Avis Techniques de ces procédés nécessite une vérification méticuleuse de la compatibilité desdites fixations avec la section de membrure du chevron en poutre en I.

5.7 Dispositions relatives à l'utilisation en zone sismique

Le principe de dimensionnement d'une structure de toiture en poutres en I sous sollicitation sismique s'apparente en tout point à celui d'une toiture en éléments porteurs traditionnels en bois massif.

Les prescriptions relatives à la conception et au dimensionnement des diaphragmes de toiture en poutres en I sont décrites au paragraphe 6.

5.8 Dispositions spécifiques à certains ouvrages

Les présentes prescriptions s'appliquent aux éléments de structure de charpente dans le cadre de validité des DTU ou Avis Techniques des procédés concernés :

- couvertures en petits éléments :
 - ardoises naturelles (DTU 40.11) ou fibres-ciment (NF DTU 40.13),
 - tuiles de terre cuite à emboîtement ou à glissement à relief (NF DTU 40.21),
 - tuiles de terre cuite à emboîtement à pureau plat (NF DTU 40.211),
 - tuiles en béton à emboîtement et à glissement (DTU 40.24 et DTU 40.241),
 - tuiles canal (DTU 40.22),
 - tuiles plates en terre cuite (DTU 40.23) ou en béton (DTU 40.25),
 - bardeaux bitumés (DTU 40.14 ou selon Avis Techniques particuliers) ou tuiles métalliques (selon Avis Techniques particuliers) ;
- couvertures en plaques :
 - plaque bitumineuse (selon Avis Techniques particuliers),
 - plaque profilée en fibres-ciment (NF DTU 40.37),
 - plaque métallique nervurée (DTU 40.35) ;

- couvertures métalliques sur support continu ventilé :
 - zinc (DTU 40.41), acier inoxydable étamé (DTU 40.44), cuivre (DTU 40.45) ou plomb (DTU 40.46) ;
- toitures en éléments porteurs en bois et panneaux dérivés du bois avec revêtements d'étanchéité (NF DTU 43.4).

On se reportera à ces référentiels pour les prescriptions techniques afférentes à la couverture sur support bois ou dérivé du bois.

5.9 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme bois

Sauf mention contraire explicite, l'ensemble des Prescriptions Communes qui précèdent s'appliquent indifféremment aux poutres en I à âme bois et à âme métallique, à l'exception des cas précisés ci-dessous.

Les dispositions constructives suivantes sont spécifiques aux poutres en I à âme bois, car non adaptées aux poutres en I à âme métallique :

- les renforts d'âme définis au paragraphe 2.1.7 et en Figure 5 ;
- les assemblages de poutres à plis multiples :
 - par planches de calage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 24,
 - par connecteurs spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 25 ;
- la réalisation de chevêtres :
 - avec blocs de calage et étriers, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 28, Figure 29 et Figure 30,
 - avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 32.

Les assemblages de poutres à plis multiples par vis spécifiques, définis au paragraphe 2.5.4 et en Figure 26 peut être applicable en présence de vis adaptées à ce type de poutre et dont les propriétés mécaniques auront été vérifiées avec ce type de poutre.

5.10 Prescriptions particulières aux poutres en I à âme métallique

Sauf mention contraire explicite, l'ensemble des Prescriptions Communes qui précèdent s'appliquent indifféremment aux poutres en I à âme bois et à âme métallique, à l'exception des cas précisés ci-dessous.

Les dispositions constructives suivantes sont spécifiques aux poutres en I à âme métallique, car non ou peu adaptées aux poutres en I à âme bois :

- les goussets ou renforts latéraux définis au § 2.1.7 et en Figure 6
- les assemblages de poutres à plis multiples :
 - par vis spécifiques, définis au § 2.5.4 et en Figure 26
 - par boulons, définis au § 2.5.4 et en Figure 27, Figure 25
- la réalisation de chevêtres :
 - avec goussets, définis au § 2.5.4 et en Figure 31

La réalisation de chevêtres avec connecteurs spécifiques sans blocs de clouage, définis au § 2.5.4 et en Figure 32 peut être applicable en présence de connecteurs adaptés à ce type de poutre et dont les propriétés mécaniques auront été vérifiées avec ce type de poutre.

6. Dispositions relatives à l'utilisation sous sollicitation sismique

Le présent chapitre complète les Prescriptions Communes décrites au paragraphe 2 par les règles de conception, de calcul et de mise en œuvre spécifiques aux diaphragmes de plancher ou toiture en poutres en I soumis aux sollicitations sismiques.

La présente section rappelle les principes de dimensionnement de la NF EN 1998-1 applicables aux ouvrages couverts par le présent document. Dans certains cas des méthodes simplifiées sont proposées, sans pour autant remettre en question l'utilisation d'autres méthodes décrites dans la NF EN 1998-1.

6.1 Principe général

Les structures de plancher et de toiture à base de poutre en I permettent de remplir la fonction de diaphragme horizontal, aussi bien pour la reprise des efforts de contreventement que pour celle des sollicitations sismiques.

De par sa structure même et du fait des assemblages par fixations métalliques de type tige (clous, vis, agrafes) entre éléments disjoints, un diaphragme de plancher ou toiture à base de poutres en I aura un comportement ductile et dissipatif vis-à-vis de l'action sismique.

On attachera donc une attention particulière à la conception et au dimensionnement des assemblages.

Le principe de dimensionnement d'un plancher ou d'une structure de toiture en poutres en I sous sollicitation sismique s'apparente en tout point à celui d'un plancher ou d'une toiture en éléments porteurs traditionnels en bois massif.

Pour des poutres en I soumises à des sollicitations sismiques on portera une attention particulière aux éléments suivants :

- les membrures ayant une section réduite comparativement à des solives en bois massif, la longueur des fixations devra être adaptée et la capacité de ces fixations sera inférieure à celle habituellement rencontrée pour un plancher traditionnel ;
- la résistance des joints âme-membrure des poutres en I soumises en cas de séisme à des efforts de traction/compression dans leur plan longitudinal doit être vérifiée (paragraphe 6.6.1) ;
- l'inertie transversale des poutres en I étant réduite comparativement à des solives en bois massif, on vérifiera dans la configuration d'action sismique la stabilité latérale et la résistance des poutres soumises de manière combinée à la flexion induite par les charges gravitaires et la compression axiale induite par la sollicitation sismique (paragraphe 6.6.2) ;
- dans le cas d'un plancher non-entretoisé, on vérifiera l'effort de traction transversale induit dans la membrure haute des poutres en I au droit des fixations par la sollicitation du diaphragme perpendiculairement aux solives (paragraphe 6.6.3).

6.2 Diaphragme horizontal

6.2.1 Principe

Un diaphragme horizontal a pour objectif de transférer les efforts horizontaux aux voiles de contreventement verticaux de la structure. Les efforts de cisaillement sur les bords du diaphragme parallèles à la sollicitation sont transmis par l'intermédiaire des collecteurs fixés sur les éléments de contreventement.

La méthode de dimensionnement usuelle des diaphragmes horizontaux se base sur l'hypothèse d'un **diaphragme rigide** comparativement aux voiles de contreventement verticaux, hypothèse à partir de laquelle une analyse simplifiée de ces structures est possible sous certaines conditions (c'est le cas des prescriptions de la NF EN 1998-1).

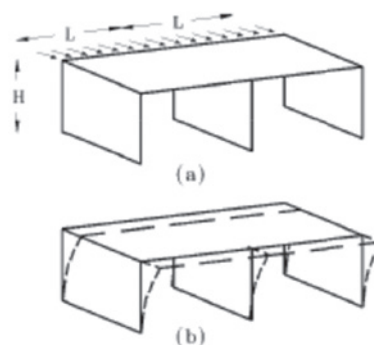


Figure 73 – Principe de diaphragme horizontal rigide

La construction d'un tel diaphragme doit tendre à le rendre le plus rigide possible afin qu'il se comporte comme une large poutre chargée uniformément. Ainsi la longueur au vent subit des efforts de compression perpendiculaires à la sollicitation tandis que la longueur sous le vent est sollicitée en traction.

Dans le cas d'une sollicitation sismique, le sens du chargement est alterné ainsi chaque bord subit alternativement de la traction et de la compression. Le caractère rigide d'un tel diaphragme permet de considérer une distribution de la charge aux éléments de contreventement relativement à leur rigidité. Ainsi, les déplacements associés à chacun de ces éléments sont égaux. La bonne rigidité d'un diaphragme est assurée par les connections liant les divers éléments à l'intérieur du diaphragme (poutres et panneaux).

En outre, lors d'une sollicitation sismique, le diaphragme de plancher doit conserver ses fonctions de support des charges verticales.

Une étude spécifique selon le principe d'un diaphragme semi-rigide ou flexible est également possible, mais ne fait pas l'objet du présent document.

6.2.2 Rôle des éléments composant le diaphragme

La fonction de diaphragme est assurée par l'ensemble de la structure :

- le panneau structural (en plancher ou toiture) : panneaux à base bois ;
- les éléments de support des panneaux : les solives (poutres en I) et les entretoises supportant les rives longitudinales des panneaux lorsqu'elles sont présentes ;
- les éléments périphériques : les collecteurs et les semelles (poutres porteuses, planches ou poutres de rive).

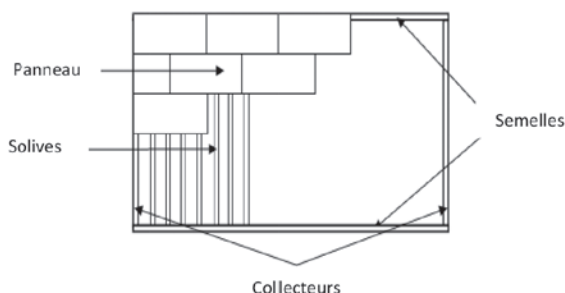


Figure 74 – Composants du diaphragme horizontal

Un diaphragme rigide peut être assimilé à une poutre pour laquelle les semelles sont composées des éléments structuraux continus périphériques (planches ou poutres de rive perpendiculaires à l'action sismique considérée) et l'âme est constituée par le revêtement plan.

La poutraison secondaire (solive ou chevron, entretoises sous rives des panneaux), qui supporte le revêtement, sert alors de raidisseur face au voilement de l'âme, et de tirant-butoir pour un transfert de d'efforts axiaux.

En dehors de cette analogie, les collecteurs (planches ou poutres de rive parallèles à l'action sismique considérée) doivent permettre le transfert des efforts du diaphragme jusque dans les voiles de contreventement. Ces collecteurs doivent donc assurer un rôle équivalent à un chaînage périphérique et, en ce sens, justifier d'une continuité en travée et aux angles.

Le rôle des éléments périphériques est déterminé par la direction de l'action horizontale considérée.

La mise en œuvre d'entretoises sous les rives longitudinales des panneaux permet un dimensionnement en classe de ductilité DCM. Leur absence limite le dimensionnement à la classe de ductilité DCL.

6.2.3 Rôle de la planche de rive

La planche ou poutre de rive est un élément essentiel du fonctionnement du système diaphragme/voile de contreventement par sa fonction de poutre de chaînage. C'est elle qui joue le rôle de membrure de la « poutre » horizontale et qui permet le transfert des efforts horizontaux du diaphragme aux voiles de contreventement verticaux. De plus elle fournit un support latéral aux poutres et agit contre la rotation du diaphragme (due à l'excentricité entre le centre de rigidité et le point d'application de l'effort).

La planche ou poutre de rive doit posséder les mêmes dimensions de section et le même taux d'humidité que les poutres en I constituant le diaphragme de plancher. Elle doit également être assez large pour que les connexions avec les autres éléments n'endommagent pas le bois et ne réduisent ses performances. Les recommandations

sur les espacements et les distances aux rives sont décrites dans la NF EN 1995-1, §8.

La continuité de la planche ou poutre de rive doit enfin être préservée le long des voiles de contreventement.

6.3 Application des règles de calcul

Le calcul de la sollicitation sismique s'effectue selon la méthode décrite dans la NF EN 1998-1 et son Annexe nationale. Cette méthode fait intervenir le poids propre et certaines charges variables (notamment la charge de neige).

On se réfère à la NF EN 1990 et son Annexe nationale pour la détermination des combinaisons d'action.

On se réfère aux parties concernées de la NF EN 1991-1 et leur Annexe nationale pour les autres actions variables.

Pour le calcul de la sollicitation sismique, on déterminera :

- l'accélération maximale de référence selon la zone d'aléa sismique correspondant au projet selon la carte du décret en vigueur ;
- la catégorie d'importance du bâtiment considéré ;
- l'exigence découlant de la combinaison de la zone d'aléa sismique et de la catégorie d'importance selon les décrets et arrêtés en vigueur ;
- l'accélération de calcul au niveau du sol résultant de la combinaison de la zone d'aléa sismique et de la catégorie d'importance.

6.4 Exigences vis-à-vis des Composants

Les zones dissipatives doivent pouvoir répondre à certains critères qui sont considérés comme satisfaits si les dispositions constructives suivantes définies dans la NF EN 1998-1 au paragraphe 8.3(4)b et paragraphe 8.2(4) sont respectées, et qui peuvent être résumées comme suit :

- les clous lisses ne sont pas autorisés ;
- le diamètre d des connecteurs de type tige, n'excède pas 3,1 mm pour les pointes, 5 mm pour les vis, 0,9 mm pour les agrafes ;
- le panneau revêtement du diaphragme est à base de bois et son épaisseur minimale et de $4d$ et supérieure ou égale à 15 mm ;
- les panneaux de particules ont une masse volumique d'au moins 650 Kg/m³.

L'épaisseur des panneaux de revêtement est la plupart du temps gouvernée par les charges verticales (poids propre, charges d'exploitation, charges de neige, etc.) et remplit en général les exigences précitées.

6.5 Dimensionnement d'un Diaphragme Horizontal

La structure d'un diaphragme de plancher ou toiture en poutres en I étant dissipative, le dimensionnement des assemblages est un dimensionnement en capacité.

Le dimensionnement d'un diaphragme horizontal se fait selon les étapes suivantes :

- détermination de l'accélération de calcul ;
- détermination des masses mises en mouvement ;
- détermination des efforts dans les différents composants du diaphragme ;
- dimensionnement des collecteurs ;
- dimensionnement des assemblages (collecteurs et panneaux) ;

- vérification des efforts dans les poutres en I ;
- vérification des points singuliers et de leur dispositif constructif (discontinuités, trémiés et ouvertures, etc.)

Le dimensionnement peut se faire :

- soit par une analyse simplifiée en considérant qu'un diaphragme rigide peut être assimilé à une poutre, selon la NF EN 1998-1 ;
- soit par une étude globale selon les prescriptions de la NF EN 1998-1 et de son Annexe nationale, qui s'applique aussi bien au diaphragme rigide, que semi-rigide ou flexible.

Une approche possible de dimensionnement est donnée en *Annexe B* à titre informatif.

6.6 Vérifications spécifiques aux Poutres en I

Comme stipulé au paragraphe *B-6*, on émet ici l'hypothèse conservatrice que l'action sismique induit dans une poutre en I donnée des efforts de compression axial dont l'intensité maximale est égale, à la résultante des efforts de cisaillement le long de la « poutre » diaphragme.

6.6.1 Vérification du joint âme-membrure

On vérifie que le joint âme-membrure de la poutre en I concernée est capable de reprendre l'effort de compression axial s'il était appliqué à une membrure seule, le reste de la poutre en I étant bloqué (voir *Figure 75*).

La résistance du joint par mètre linéaire est déterminée comme suit :

$$R_{v,joint,k} = n_{rou} * h_{rou} * f_{v,joint,k} / 1000 \quad (\text{N/m})$$

où :

- $R_{v,joint,k}$: résistance caractéristique du joint âme-membrure par mètre linéaire ;
- n_{rou} : = 2 pour une rainure simple, 4 pour une rainure double ;
- h_{rou} : profondeur de la rainure du joint âme-membrure (doubler la hauteur dans le cas de rainures doubles) ;
- $f_{v,joint,k}$: résistance caractéristique au cisaillement du joint âme-membrure (paragraphe 2.1.1.2).

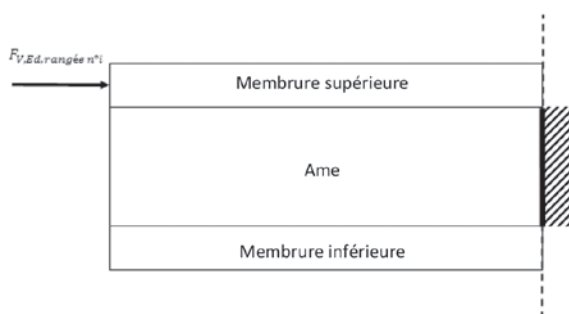


Figure 75 – Effort de cisaillement âme-membrure induit par la compression axiale

6.6.2 Vérification sous flexion et compression axiale combinées

On vérifiera dans la configuration d'action sismique la stabilité latérale et la résistance des poutres soumises de manière combinée à la flexion induite par les charges gravitaires et la compression axiale induite par la sollicitation sismique.

Ces vérifications sont conduites selon les prescriptions de la NF EN 1995-1-1, §6.3.3 et de la NF EN 1998-1, en considérant que l'effort de compression est repris par les deux membrures de la poutre en I uniquement.

6.6.3 Vérification de la traction transversale de la membrure haute

On vérifiera dans la configuration d'action sismique pour un plancher non-entretoisé, la capacité de la membrure haute des poutres en I à résister à l'effort de traction transversale induit au droit des fixations par la sollicitation du diaphragme agissant perpendiculairement aux solives.

Ces vérifications sont conduites selon les prescriptions de la NF EN 1995-1-1, paragraphe 8.1.4 et de la NF EN 1998-1.

6.7 Dispositions constructives spécifiques

6.7.1 Transfert des efforts en rive

Afin de garantir le transfert homogène des efforts entre le diaphragme horizontal et les voiles verticaux, il est impératif de garantir la continuité de la densité des assemblages entre les différents composants, à savoir :

- fixation du voile vertical supérieur à la planche ou poutre de rive ou muralière (collecteur ou semelle) à travers le panneau ;
- fixation du panneau à la planche ou poutre de rive ou muralière (collecteur ou semelle) ;
- fixation de la planche ou poutre de rive ou muralière au voile de vertical inférieur ou au chaînage.

(Voir *Figure 41* et *Figure 42* pour les détails de muralière).

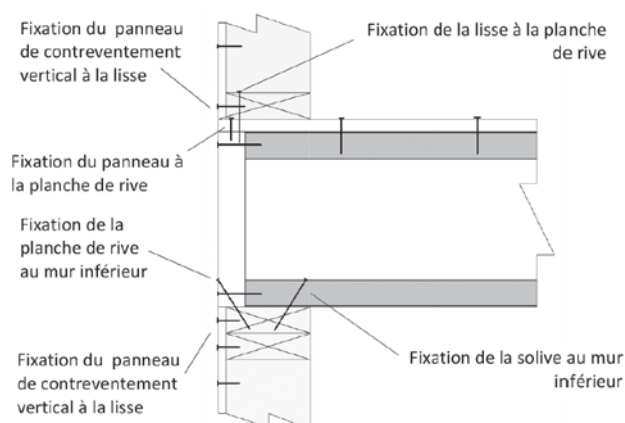


Figure 76 – Liaison entre diaphragme horizontal et voile de contreventement

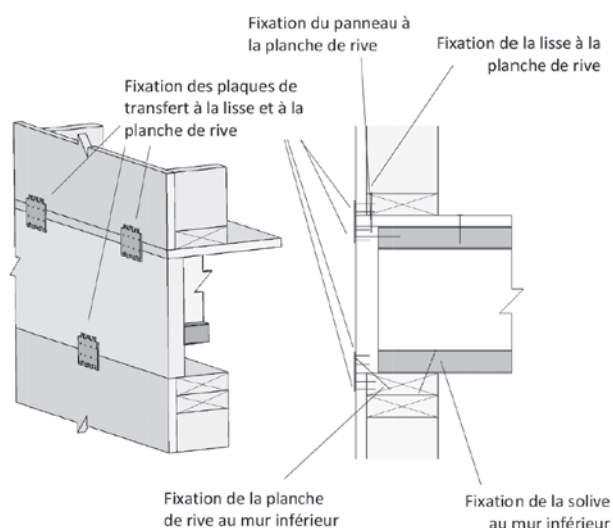


Figure 77 – Liaison entre diaphragme horizontal et voile de contreventement (plaques de transfert)

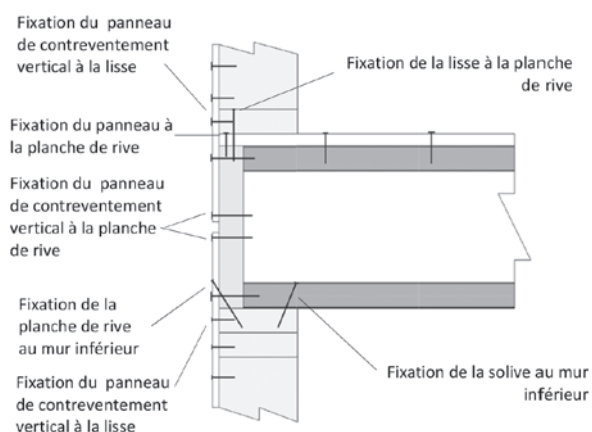


Figure 78 – Liaison entre diaphragme horizontal et voile de contreventement (panneau en recouvrement)

6.7.2 Renfort au droit des collecteurs et semelles

Lorsque les fixations classiques ne sont pas suffisantes pour reprendre et transmettre les efforts de cisaillement entre un collecteur et un voile de contreventement, des connecteurs métalliques peuvent être ajoutés afin d'augmenter la capacité des assemblages entre collecteur et voile de contreventement.

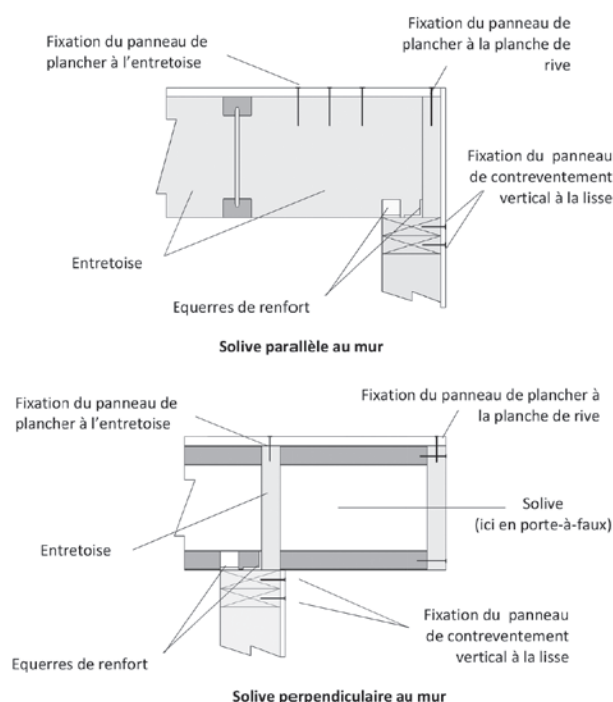


Figure 79 – Exemple de connecteurs en renfort d'assemblage du collecteur au voile de contreventement

6.7.3 Renfort au droit des ouvertures (trémies)

La réalisation d'ouvertures (trémies) dans un diaphragme horizontal doit respecter les critères de régularité, de dimensions et de position définis dans la NF EN 1998-1.

La concentration de contraintes de cisaillement au droit des angles de l'ouverture, dans le sens parallèle mais aussi dans le sens perpendiculaire aux poutres en I nécessite la mise en place d'éléments de renfort localisés.

Dans le sens parallèle aux poutres en I (ou porteur de trémie) une augmentation de la densité de fixation est nécessaire, voire l'ajout de dispositifs complémentaires afin de reprendre les efforts localisés.

Dans le sens perpendiculaire aux poutres en I (parallèle au chevêtre) la mise en œuvre d'entretoises, fixées au panneau, et rendues continues par la mise en œuvre d'un feuillard métallique permet de reprendre les efforts.

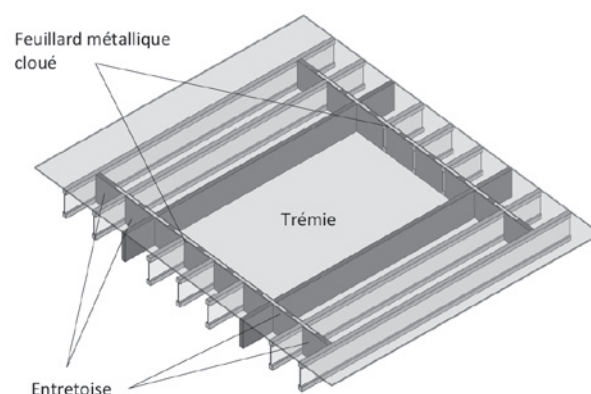


Figure 80 – Renforts de diaphragme au droit d'une trémie

Pour être considérés comme continus, ces renforts doivent pénétrer dans le diaphragme de part et d'autre de l'ouverture sur au moins deux entraxes de solive, la somme de ces pénétrations devant être au moins égale à la plus grande des dimensions de l'ouverture. En outre, ces pénétrations doivent être suffisantes pour accueillir les fixations nécessaires à la reprise des efforts concentrés au droit des angles dans le respect des règles de pince de la NF EN 1995-1-1.

6.7.4 Discontinuités des poutres

Dans la mesure du possible, les solives ou chevrons doivent relier de manière ininterrompue les semelles du diaphragme.

Lorsque la continuité des poutres en I est interrompue (cas d'une poutre porteuse de niveau, noyée dans le plénum du plancher par exemple), il y a lieu de s'assurer que les solives soient alignées de part et d'autre de l'élément causant la discontinuité et reliées par un dispositif permettant de transférer les efforts de traction/compression entre les poutres en I opposées.

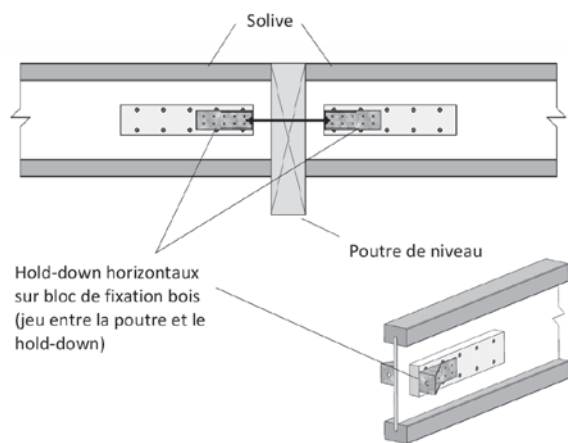


Figure 81 – Discontinuité des poutres en I – Exemple de hold-down horizontaux

Ceci peut être réalisé au moyens de feuillards métalliques dimensionnés de manière adaptée, ou en mettant en œuvre des hold-down horizontaux traversant la poutre.

6.7.5 Cas des poutres fixées à des murs maçonnés

Dans le cas d'appuis sur murs béton ou maçonnés, sans muralière, il peut être nécessaire de liaisonner les poutres en I au mur au moyen d'un dispositif capable de reprendre et transmettre les efforts de traction/compression, comme par exemple un hold-down horizontal.

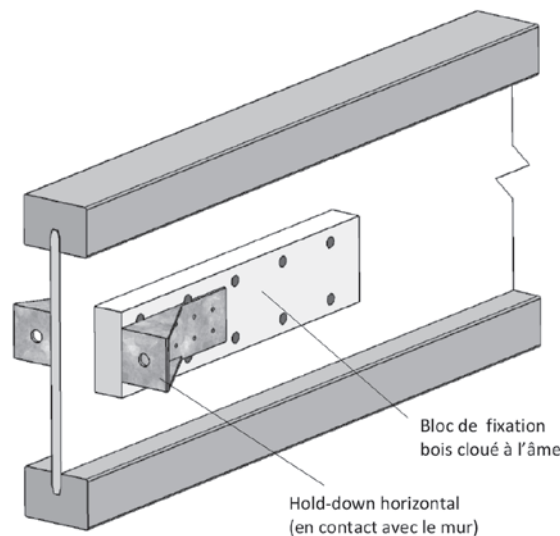


Figure 82 – Appui sur mur maçonné – Hold-down horizontal

7. Transport, stockage & manutention

7.1 Transport

Les poutres en I et autres composants de plancher ou toiture doivent être transportés sous forme colisée, en paquets cerclés, enveloppés ou bâchés pour être protégés des intempéries.

Les paquets de poutres en I ne doivent pas être surchargés par d'autres matériaux durant le transport.

Il n'y a pas de dispositions particulières au transport dès lors que les dispositions relatives au stockage et à la manutention sont respectées.

7.2 Stockage

Les poutres en I et autres composants de plancher ou toiture doivent être stockés en évitant le contact avec le sol et à l'abri des intempéries.

Les produits sont stockés en paquets emballés et cerclés, en limitant l'empilement à 3 m de haut.

Les paquets doivent être calés et séparés au moyen de cales en bois d'au moins 38 x 90 mm de section, espacées au maximum de 3,0 m, et alignées verticalement les unes en dessous des autres.



Figure 83 – Stockage des paquets de poutres sur chantier

Sur chantier, les produits de doivent pas être exposés de manière prolongée aux intempéries.

Les poutres en I doivent être stockées à la verticale, en respectant les éventuelles indications « haut » et « bas » (cas des poutres contre-fléchées).

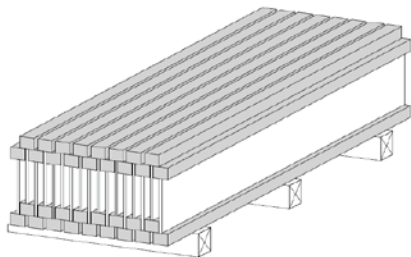


Figure 84 – Stockage des poutres à la verticale

Le stockage d'autres matériaux de construction lourds sur les paquets de poutres en I est pros crit.

7.3 Manutention

Le déchargement des produits avec précaution avec un moyen de levage, adapté. Caler les paquets pour limiter la déformation

L'utilisation d'élingues en tissu est recommandée pour la manutention des paquets de poutres en I et autres éléments en bois. Elles doivent respecter les dispositions suivantes :

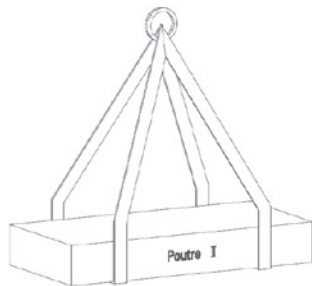


Figure 85 – Levage des paquets de poutres en I

Les grues et chariots élévateurs doivent être utilisés avec précaution afin d'éviter d'endommager les produits.

Lors de la mise en œuvre, les poutres en I doivent être manipulées individuellement et à la verticale.

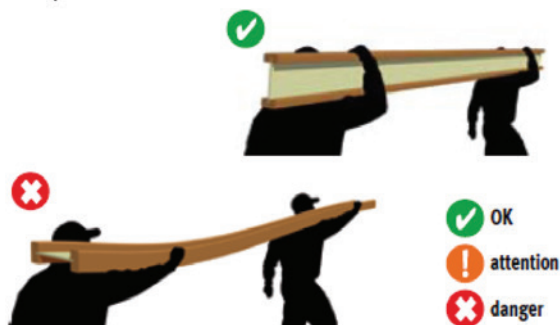


Figure 86 – Manutention individuelle des poutres en I

8. Mise en œuvre et sécurité

8.1 Mise en œuvre

De manière générale, la mise en œuvre des poutres en I en structures de plancher ou toiture est réalisée avec l'outillage traditionnellement utilisé pour la construction bois, et ne nécessite pas d'équipement ou d'outillage particulier.

Du fait de la géométrie et de la conception même des poutres en I, les prescriptions suivantes doivent être respectées afin d'assurer l'intégrité des performances mécaniques de la poutre en œuvre :

- l'utilisation d'une poutre (ou autre produit entrant dans la composition d'un plancher ou toiture en poutres en I) visiblement endommagée est pros crite ;
- les membrures des poutres en I ne doivent jamais être entaillées, percées ou endommagées ;
- la découpe de percements dans l'âme doit être réalisée avec soin, en évitant toute surcoupe ou débord d'angle (dans le cas des percements rectangulaires) ;
- une poutre en I doit toujours être en appui sur sa membrure inférieure. L'appui par la membrure supérieure ou sur l'âme est pros crit ;
- dans le cas d'une coupe en biais de la poutre en I à l'appui, celle-ci ne doit pas dépasser la face intérieure de l'appui (*Figure 87*) sans avoir été spécifiquement étudiée voire renforcée pour cette application.
- les recommandations de pose et de mise en œuvre des fabricants de connecteurs métalliques doivent être respectées.

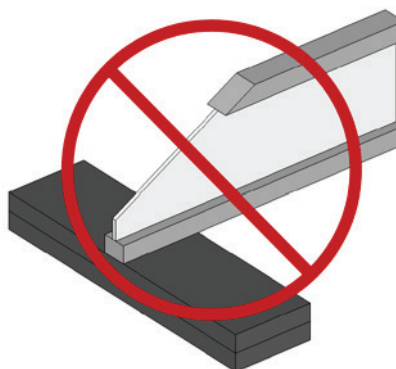


Figure 87 – Coupe en biais à l'appui

8.2 Sécurité

La manutention et la pose des poutres en I ne présentent pas de risque spécifique.

Les poutres non stabilisées latéralement durant la pose sont instables et présentent un risque de chute. Une attention particulière sera donc apportée à la stabilisation transitoire durant la phase de pose, en veillant à respecter les prescriptions suivantes (voir *Figure 88*) :

- tous les connecteurs, et autres matériaux formant les appuis des poutres en I doivent être complètement installés et correctement fixés préalablement à la pose des poutres en I elles-mêmes.

- La stabilité latérale transitoire doit être assurée par :
 - des lisses de stabilité provisoires de section minimale 19 x 90 mm, fixées à chaque poutre en I avec deux fixations, chaque file de lisses étant espacée au plus de 2,40 m de sa voisine ;
 - une zone contreventée diagonalement comportant au minimum 3 poutres adjacentes dans chaque travée (pour les travées longues, installer des dispositifs supplémentaires espacés de 15 m maximum) ;
 - des entretoises provisoires de section minimale 38 x 125 mm aux appuis libres des poutres en attente de l'installation de leur dispositif de maintien latéral aux appuis ;
 - des lisses de stabilité fixées aux deux membrures (supérieure et inférieure) au niveau des porte-à-faux.
- Toutes les entretoises et lisses doivent être complètement installés et correctement fixés avant la pose du panneau structural de plancher ou de toiture.

Le système de stabilisation temporaire de sécurité ne doit être retiré que progressivement en suivant l'avancement de la pose des panneaux structuraux de plancher ou de toiture.

En outre, le stockage temporaire de matériaux de construction sur un plancher ou toiture en cours d'érection doit respecter les prescriptions suivantes :

- la charge des matériaux stockés temporairement doit être uniformément répartie sur plusieurs poutres et ne doit pas excéder 250kg par poutre ;
- en phase transitoire, le stockage est autorisé à proximité des appuis, sur une bande d'au maximum 1 m de part et d'autre des appuis ;
- dès lors que la pose des panneaux est terminée, le stockage peut être réalisé librement en tout point de la zone de plancher ou de toiture, tout en respectant la prescription de charge maximale par poutre.

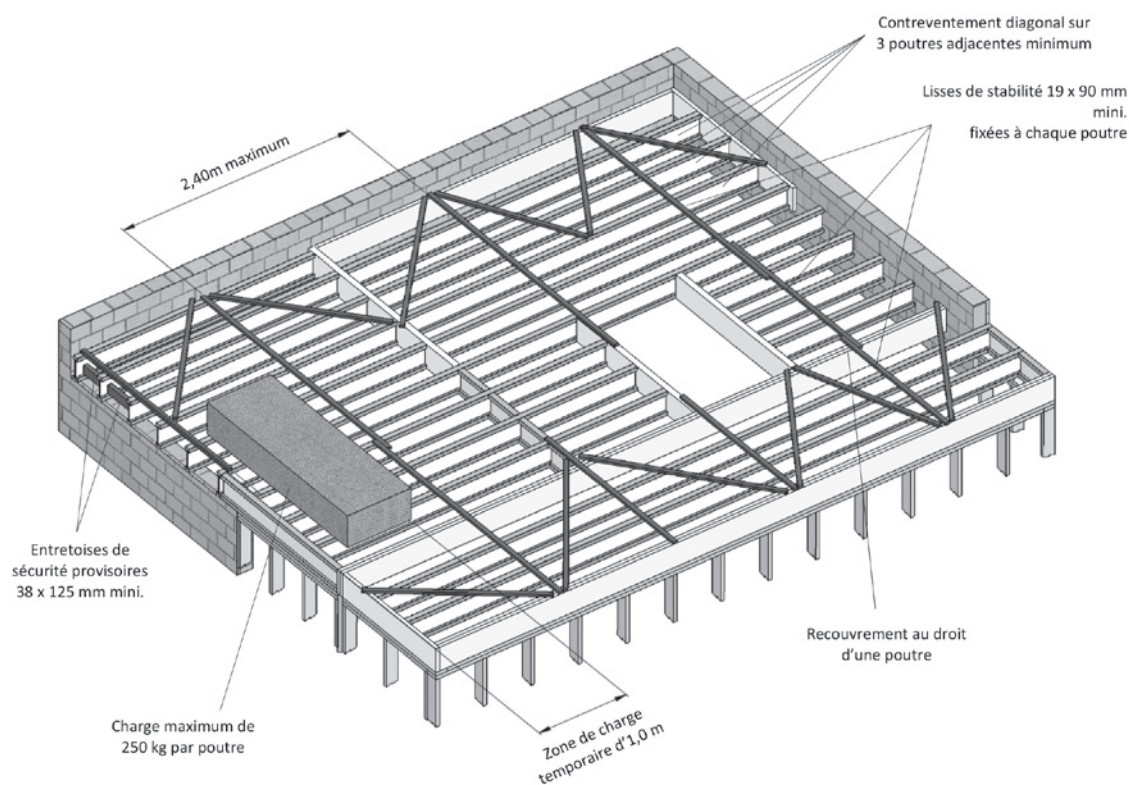


Figure 88 – Système de stabilisation provisoire de sécurité

Annexe A

Méthodes d'évaluation spécifiques

1. Charge verticale admissible

La charge verticale admissible est définie au paragraphe 0.

En l'absence de méthode d'essai existante en Europe pour ce type d'application, la méthode d'essai et de détermination préconisée ci-après est une transcription et adaptation de la méthode d'essai nord-américaine de l'ICC-ES décrite dans le référentiel « *ICC-ES Acceptance Criteria for Rim Board products (AC124)* ».

1.1 Méthode d'Essai

1.1.1 Échantillonnage

Pour une poutre en I on définit comme référence individuelle de poutre la combinaison de :

- la largeur de membrure la plus petite d'une gamme utilisant un type de membrure (matériau et classe de résistance) donné ;
- la hauteur de poutre la plus grande correspondant à cette même gamme ;
- l'épaisseur d'âme et la dimension de joint âme-membrure les plus petites pour cette même gamme.

On pourra de manière conservatrice limiter l'essai à la référence individuelle la plus défavorable.

Pour une poutre de section rectangulaire, on définit comme référence individuelle de poutre la combinaison d'une épaisseur donnée, avec une hauteur donnée pour une classe de résistance donnée.

On pourra de manière conservatrice considérer que les hauteurs inférieures à celle évaluée et les largeurs supérieures à celle évaluée ont une performance au moins égale à celle de la section testée.

On soumet à l'essai un minimum de 10 éprouvettes pour chaque référence individuelle telle que définie ci-dessus.

1.1.2 Dimensions et préparation des éprouvettes

Les dimensions de l'éprouvette sont :

- la largeur et la hauteur de la poutre correspondant à la référence individuelle,
- une longueur fixe de 300 mm.

Les éprouvettes seront conditionnées en atmosphère normalisée à 20 °C/65 % HR.

Pour chaque éprouvette on mesure préalablement le taux d'humidité selon NF EN 322.

1.1.3 Méthode d'essai

Un exemple de dispositif d'essai est décrit en *Figure A-1* ci-dessous.



Figure A-1 – Dispositif d'essai de charge verticale admissible

On applique une charge de compression verticale de manière uniforme sur le dessus de l'éprouvette parallèlement au plan de l'axe d'inertie principale de la poutre.

Une mise en charge préliminaire inférieure à 10 % de la charge admissible estimée est appliquée pour apurer les éventuelles déformations parasites, après quoi on mesurera la charge et la déformation globale (hauteur totale) de manière continue ou au moins tous les 0,25 mm de déformation jusqu'à la rupture de l'éprouvette, ou une déformation totale de 1,50 mm (on ira dans tous les cas à la rupture).

La vitesse de chargement doit permettre d'atteindre la rupture en environ 2 minutes.

1.2 Détermination de la charge admissible

La charge linéique verticale admissible est prise égale au minimum entre :

- le fractile à 5 % d'exclusion de la charge linéique verticale obtenue à la rupture lors des essais calculé selon NF EN 14358 ;
- la valeur moyenne de la charge linéique verticale ayant causé 1,50 mm de déformation.

Pour les sections rectangulaires, la charge admissible ainsi obtenue ne devra pas excéder la charge caractéristique calculée au flambement en considérant l'éprouvette comme un poteau en compression axiale, selon la méthode du paragraphe 6.3.2 de la NF EN 1995-1-1

2. Résistance du joint âme-membrure

2.1 Méthode d'essai

La résistance du joint âme-membrure pour les poutres en I à âme bois peut être évaluée sur la base de la méthode proposée au paragraphe D.4 en Annexe D de la NF EN 13377, adaptée comme suit :

- le principe décrit au paragraphe D.4.1 s'applique, néanmoins le nombre d'éprouvettes peut être réduit à 15 par référence individuelle de poutre en I telle que définie ci-après ;
- le principe décrit au paragraphe D.4.2 s'applique, néanmoins, le profil métallique permettant la mise en charge mais aussi l'appui doit être adapté au cas par cas à la géométrie exacte du joint âme-membrure ;

- le nombre de plans de collage testé peut être réduit au nombre de plans présents dans une section de la poutre en I testée (usuellement 2 au lieu de 4) ;
- les paragraphes D.4.3 à D.4.6 et notamment les cycles de traitement ne s'appliquent pas ;
- les éprouvettes sont conditionnées en atmosphères normalisée 20 °C/65 % HR préalablement à l'essai ;
- la méthode de détermination de la résistance est décrite au paragraphe ci-après.

Pour une poutre en I on définit comme référence individuelle de poutre la combinaison de :

- une géométrie de joint âme-membrure donné ;
- un type de membrure (matériau et classe de résistance) donné ;
- un type d'âme (matériau, classe de résistance et épaisseur) donné.

Les *Figure A-2* et *Figure A-3* illustrent le dispositif d'essai à titre informatif.

On applique la charge à une vitesse de l'ordre de 3 mm/minute jusqu'à la rupture.



Figure A-2 – Pièces du dispositif d'essai du joint âme-membrure

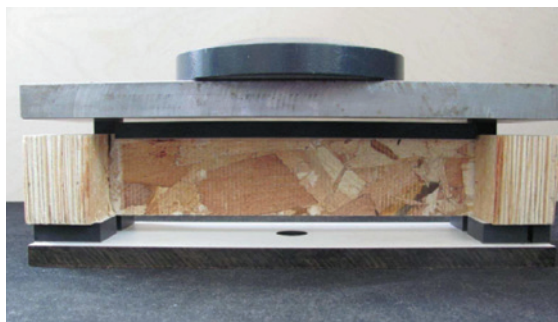


Figure A-3 – Dispositif d'essai du joint âme-membrure

2.2 Détermination de la résistance caractéristique

La résistance ultime du joint âme-membrure f_v est calculée à partir de la charge ultime selon la formule :

$$f_{v,joint} = \frac{F_{max}}{\frac{4 \cdot N_{joint} \cdot h_{rout} \cdot t}{\cos(\alpha)}}$$

où :

- $f_{v,joint}$ la résistance du joint âme-membrure en N/mm²
- F_{max} la charge ultime en N ;
- N_{joint} le nombre de rainures de la poutre (1 ou 2 usuellement) ;
- h_{rout} la profondeur verticale nominale de la rainure (en mm) ;
- t l'épaisseur de l'éprouvette (en mm) ;
- α l'angle de la rainure.

La résistance caractéristique du joint âme-membrure $f_{v,joint,k}$ est le fractile à 5 % d'exclusion calculé à partir des résultats des essais selon NF EN 14358.

Annexe B

Exemple de dimensionnement d'un diaphragme horizontal

La présente Annexe illustre une approche possible de dimensionnement d'un diaphragme horizontal par analogie de la poutre simple, à titre informatif.

Les éléments principaux (collecteur, semelle, etc.) sont définis au paragraphe 6.2.2.

1. Principe de dimensionnement et détermination des efforts

Conformément aux principes de la NF EN 1998-1, paragraphe 2.2.4.1, le dimensionnement du diaphragme horizontal est réalisé en capacité, afin d'obtenir et de garantir la hiérarchisation de résistance des différents éléments de contreventement (voiles, diaphragmes, etc.) ainsi que des modes de ruptures non fragiles.

Le diaphragme horizontal peut être dimensionné en appliquant le coefficient de comportement q défini dans la NF EN 1998-1, et en déterminant les efforts selon la stratégie de hiérarchisation choisie par le concepteur sur la base :

- soit des efforts agissants issus de la mise en mouvement des masses calculées selon la NF EN 1998-1 et son Annexe nationale, auquel cas le dimensionnement prend en compte un coefficient de sur-résistance de 1,2 si DCM, ou 1.3 si DCL ;
- soit de la résistance des voiles de contreventement (on s'assure ainsi que le diaphragme horizontal aura au moins la capacité des voiles de contreventement).

2. Analyse simplifiée : analogie de la poutre simple

Selon la NF EN 1995 paragraphe 9.2.3.2, l'analogie de la poutre simple est valable dès lors que les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- le diaphragme est uniformément chargé sur toute sa longueur ;
- la longueur L et la hauteur h du diaphragme respectent les ratios limites suivants : $2h \leq L \leq 6h$ (où) ;
- le critère de rupture dimensionnant est la rupture dans les fixations (ceci est *a priori* assuré par le respect des exigences fixées au paragraphe 6.4) ;
- les panneaux sont fixés selon les règles données au paragraphe 2.3.2 du présent document et par la NF EN 1995-1-1 §10.8.1.

On admet alors les simplifications suivantes :

- la flexion dans le plan du diaphragme est reprise en totalité par les éléments périphériques du plancher ou de la toiture (semelles inférieures et supérieures) ;
- le cisaillement est repris uniquement par le revêtement du diaphragme ;
- le cisaillement est uniformément redistribué sur la hauteur de la poutre en double T .

Étant donnée la hauteur de la plupart des diaphragmes dans la direction parallèle à la charge appliquée, et leur moyen d'assemblage, le comportement diffère légèrement des poutres usuelles, de hauteur moindre. La répartition des contraintes de cisaillement peut être considérée comme uniforme suivant la hauteur du diaphragme alors que pour les poutres usuelles, cette répartition de contrainte dans l'âme de la poutre est parabolique.

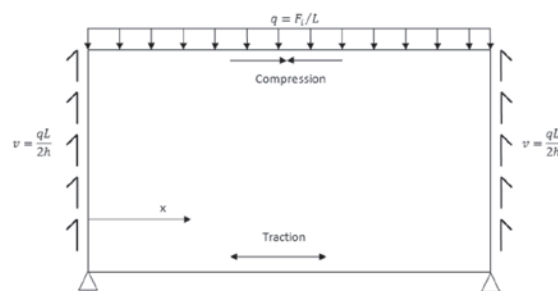


Figure B-1 – Répartition des efforts dans un diaphragme horizontal

Les formules ci-dessous donnent, dans le cas d'un diaphragme appuyé sur deux voiles de contreventement :

- l'effort tranchant total suivant l'axe x :

$$V(x) = q \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

- l'effort tranchant réparti de manière homogène sur toute la hauteur du diaphragme (cisaillement unitaire) :

$$v(x) = \frac{q}{h} \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

q = charge linéique (voir Figure B-1)

3. Dimensionnement des semelles

D'après les hypothèses simplificatrices, la flexion dans le plan du diaphragme est reprise en totalité par les éléments périphériques du plancher ou de la toiture (semelles).

Cette flexion induit des efforts de traction/compression qui sont supposés être repris par la semelle supérieure pour les efforts de compression et par la semelle inférieure pour les efforts de traction.

Les forces appliquées en traction/compression aux semelles sont données par les formules suivantes :

$$C(x) = T(x) = \frac{M(x)}{h}$$

Dans le cas d'un diaphragme supporté par deux voiles de contreventement, on a donc :

$$C(x) = T(x) = \frac{q \cdot x}{2h} (L - x)$$

et les efforts de traction/compression maximaux :

$$C = T = \frac{qL^2}{8h}$$

On vérifie enfin la résistance en traction et compression des semelles (planches de rives).

4. Dimensionnement des collecteurs

Le collecteur est un élément du diaphragme chargé de répartir le cisaillement unitaire du diaphragme dans éléments de stabilité verticaux.

Lorsque le diaphragme est supporté sur toute sa hauteur par des éléments du voile de contreventement, le cisaillement du diaphragme est directement transféré au voile et donc au collecteur de manière uniforme.

Dans le cas d'un voile comportant une ou plusieurs ouvertures, le collecteur est chargé de répartir le cisaillement unitaire du diaphragme, dans les différents éléments du voile de contreventement proportionnellement à leur longueur respective, ce qui induit des efforts de traction/compression.

L'effort de cisaillement d'un élément de diaphragme au niveau d'un mur de contreventement avec une ouverture est réparti comme indiqué en *Figure B-2*, avec :

- h : la hauteur du diaphragme ;
- R : la réaction d'appui au niveau du voile, correspondant à l'effort global de contreventement repris par ce voile dans son plan ;
- v : le cisaillement unitaire dans le diaphragme au niveau du voile ;
- v_w : le cisaillement unitaire dans les voiles de contreventement verticaux.

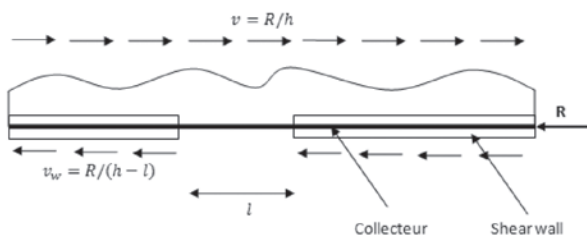


Figure B-2 – Efforts au niveau d'un voile de contreventement avec ouverture

On additionne de manière algébrique le cisaillement unitaire dans le diaphragme avec celui dans le voile de contreventement afin d'obtenir le cisaillement unitaire résultant dans le collecteur. On obtient le diagramme des efforts de cisaillement représenté en *Figure B-3*.

On en déduit les efforts normaux dans le collecteur en supposant que ces derniers sont nuls aux extrémités :



Figure B-3 – Cisaillement unitaire dans un collecteur sur voile de contreventement avec ouverture

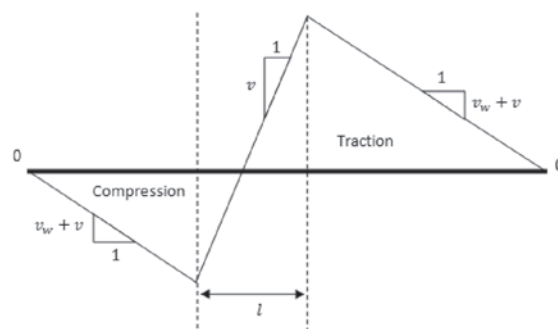


Figure B-4 – Efforts normaux dans un collecteur sur voile de contreventement avec ouverture

On vérifie enfin la résistance en traction et compression des semelles (planches de rives).

Le dimensionnement des voiles de contreventement se fait selon les prescriptions de la NF EN 1995-1-1 pour le calcul des murs de contreventement et de la NF EN 1998-1 pour les sollicitations sous actions sismique.

5. Dimensionnement des assemblages

Les efforts dans les assemblages sont déterminés selon les principes énoncés aux paragraphes précédents.

Le dimensionnement des assemblages se fait en capacité selon les prescriptions de la NF EN 1995-1-1, §8 et de la NF EN 1998-1 et leurs Annexes nationales respectives.

Le dimensionnement des connecteurs se fait en capacité selon les prescriptions de leur ATE ou ETE respectifs, de la NF EN 1995-1-1, et de la NF EN 1998-1 et leurs Annexes nationales respectives.

Les fixations du panneau doivent respecter les dispositions minimales définies au paragraphe 2.3.2.

Selon les efforts de cisaillement à reprendre, l'espacement des fixations du panneau le long des solives ou chevrons doit le cas échéant être réduit, tout en respectant cependant les espacements minimaux définis à la NF EN 1995-1-1, § 8.

Lorsque l'espacement minimum n'est pas suffisant pour reprendre l'effort de cisaillement unitaire, l'ajout d'entretoises au droit des rives de panneau non supportées permet d'augmenter la densité de fixation. On parle alors de diaphragme « bloqué ».

La zone de diaphragme « bloqué », est usuellement située à proximité des collecteurs et voiles de contreventement (là où l'effort de cisaillement est le plus important).

6. Efforts dans les solives

Dans l'analogie avec la poutre, les poutres en I (solives ou chevrons) ne jouent qu'un rôle secondaire dans la reprise des efforts latéraux dus à l'action sismique, puisqu'elles ne font qu'assurer la stabilité du système en tant que raidisseurs contre le flambement des panneaux.

Les efforts de cisaillement dans un panneau du diaphragme (voir *Figure B-5*) n'induisent pas réellement d'effort dans les poutres en I (solives ou chevrons).

Le long d'une solive donnée, au niveau des joints de panneaux, sont générés deux efforts linéiques de sens opposés et dont la résultante sur la solive est nulle.

Lorsqu'il n'y a pas de joint de panneaux ce ne sont plus les fixations qui reprennent les efforts de cisaillement mais le panneau lui-même. Finalement, la résultante des efforts latéraux sur une poutre en I est nulle.

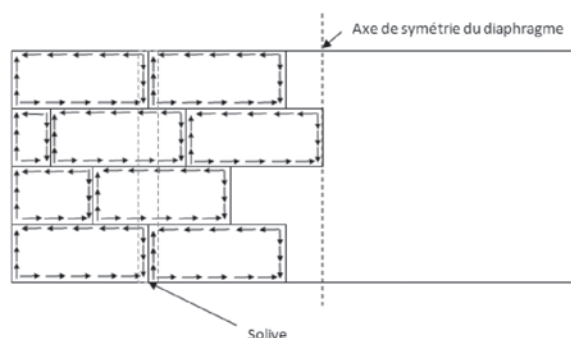


Figure B-5 – Répartition des efforts de cisaillement dans les panneaux au droit d'une poutre en I

Afin de pouvoir cependant s'assurer que les poutres en I ne seront pas instables ou pourront reprendre les éventuels efforts de traction/compression qui pourraient être induit dans certains cas, on considèrera de manière conservatrice que l'action sismique induit dans les poutres en I des efforts de compression axial dont l'intensité maximale est égale, pour une rangée de poutre donnée, à la résultante des efforts de cisaillement le long de cette rangée.

7. Diaphragme de toiture inclinée

On étudie le diaphragme incliné en considérant sa projection horizontale et on étudie cette dernière comme un diaphragme chargé dans son plan et soumis aux mêmes efforts.

On dimensionne ensuite les différents éléments du diaphragme et on applique les dispositions constructives nécessaires pour la reprise des efforts dans le diaphragme horizontal à toute la surface de ce dernier quelle que soit la pente de la toiture.

8. Cas des Trémies

L'analyse des efforts dans les diaphragmes contenant une ou plusieurs ouvertures présentée dans cette partie est basée sur une méthode développée par l'Applied Technology Council (ATC, Redwood City, California) dans « *Guidelines for the design of Wood Sheathed diaphragms* ».

Cette approche analytique peut être résumée de la manière suivante :

- on calcule dans un premier temps les efforts dans le diaphragme sans considérer l'ouverture en utilisant la méthode simplifiée pour l'étude des diaphragmes sans ouverture ;
- on étudie ensuite le diaphragme avec ouverture en supposant que celui-ci se comporte comme une poutre de Vierendeel, et on détermine la variation des efforts de cisaillement et des efforts normaux entre la situation d'un diaphragme sans ouverture et celle d'un diaphragme avec ouverture ;
- enfin, on obtient la résultante des efforts à reprendre par les différents éléments du diaphragme en additionnant les résultats des deux étapes précédentes.

La méthode est décrite de manière détaillée en *Annexe C*.

La concentration de contraintes de cisaillement au droit des angles de l'ouverture, dans le sens parallèle mais aussi dans le sens perpendiculaire aux poutres en I nécessite la mise en place d'éléments de renfort localisés (voir paragraphe 6.7.2).

Dans le cas d'ouvertures de taille importante au regard de la taille du diaphragme, une augmentation de contraintes dans les collecteurs et les semelles est possible. Cette augmentation doit être prise en compte dans la conception des assemblages des collecteurs et semelles aux voiles de contreventement.

Lorsque les ouvertures sont relativement petites par rapport à la taille du diaphragme, les efforts dans les éléments périphériques du diaphragme (planche de rive) n'augmentent pas de manière significative et il est généralement suffisant de renforcer la structure aux alentours de l'ouverture et de s'assurer que celle-ci est bien continue.

Pour être considérés comme continus, ces renforts doivent pénétrer dans le diaphragme de part et d'autre de l'ouverture sur au moins deux entraxes de solive, la somme de ces pénétrations devant être au moins égale à la plus grande des dimensions de l'ouverture. En outre, ces pénétrations doivent être suffisantes pour accueillir les fixations nécessaires à la reprise des efforts concentrés au droit des angles dans le respect des règles de pince de la NF EN 1995-1-1.

Annexe C

Exemple de calcul d'un diaphragme horizontal avec ouverture

L'analyse des efforts dans les diaphragmes contenant une ou plusieurs ouvertures présentée dans cette partie est basée sur une méthode développée par l'*Applied Technology Council* (ATC, Redwood city California) dans « *Guidelines for the design of Wood Sheathed diaphragms* ».

Cette approche analytique peut être résumée de la manière suivante :

- on calcule dans un premier temps les efforts dans le diaphragme sans considérer l'ouverture en utilisant la méthode simplifiée pour l'étude des diaphragmes sans ouverture ;
- on étudie ensuite le diaphragme avec ouverture en supposant que celui-ci se comporte comme une poutre de Vierendeel, et on détermine la variation des efforts de cisaillement et des efforts normaux entre la situation d'un diaphragme sans ouverture et celle d'un diaphragme avec ouverture ;
- enfin, on obtient la résultante des efforts à reprendre par les différents éléments du diaphragme en additionnant les résultats des deux étapes précédentes.

On donne ci-dessous un exemple de calcul dans le cas d'un plancher avec une trémie.

C-1) On analyse dans un premier temps le diaphragme sans considérer l'ouverture :

$$V(x) = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M(x) = \frac{wx}{2} (L - x)$$

Pour chaque ligne i on obtient donc :

$$V_i = V(x_i)$$

$$v_i = \frac{V_i}{h}$$

$$M_i = M(x_i)$$

$$F_{i,a} = \frac{M_i}{h} (C)$$

$$F_{i,d} = \frac{M_i}{h} (T)$$

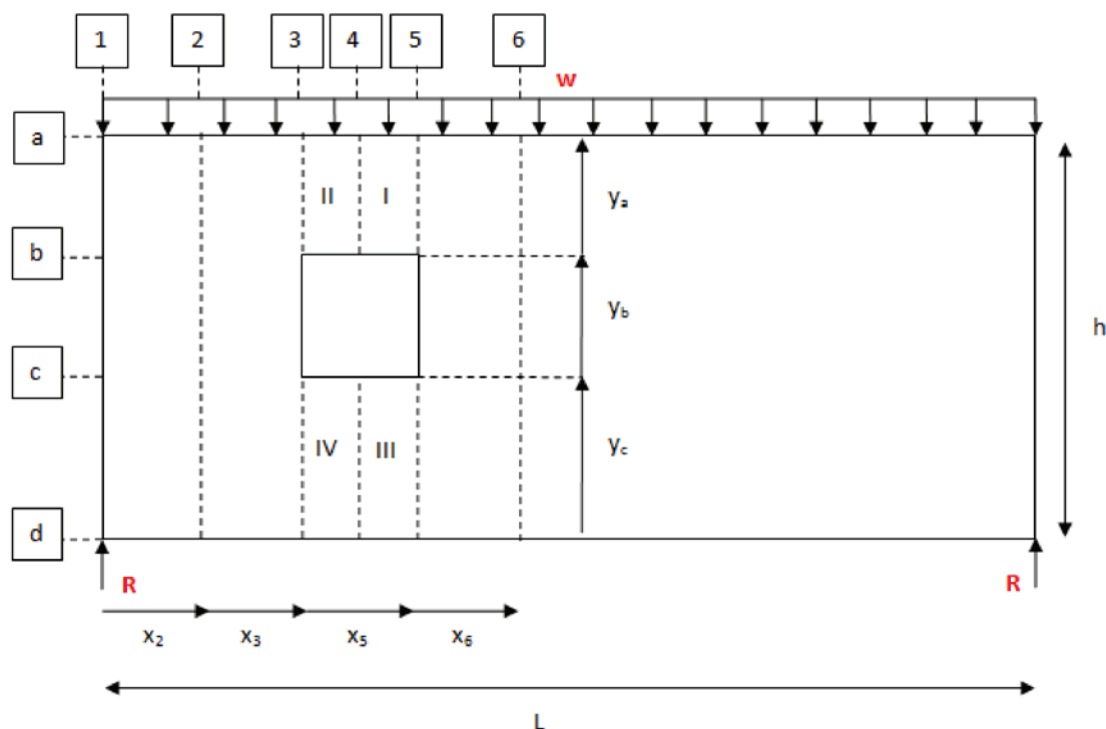


Figure C-1 – Diaphragme Horizontal avec une Ouverture

C-2) On détermine les efforts dans le diaphragme en considérant l'ouverture suivant les segments I, II, III et IV en supposant l'existence d'un point de contraflexion (point de moment nul) au milieu des éléments situés dans l'âme du treillis de Vierendeel (points 4b et 4c). Les efforts $F_{4,a}$ et $F_{4,d}$ sont calculés sur la base du modèle sans ouverture et les efforts au niveau du point de contraflexion, $F_{4,b}$ et $F_{4,c}$ sont pris égaux à 0.

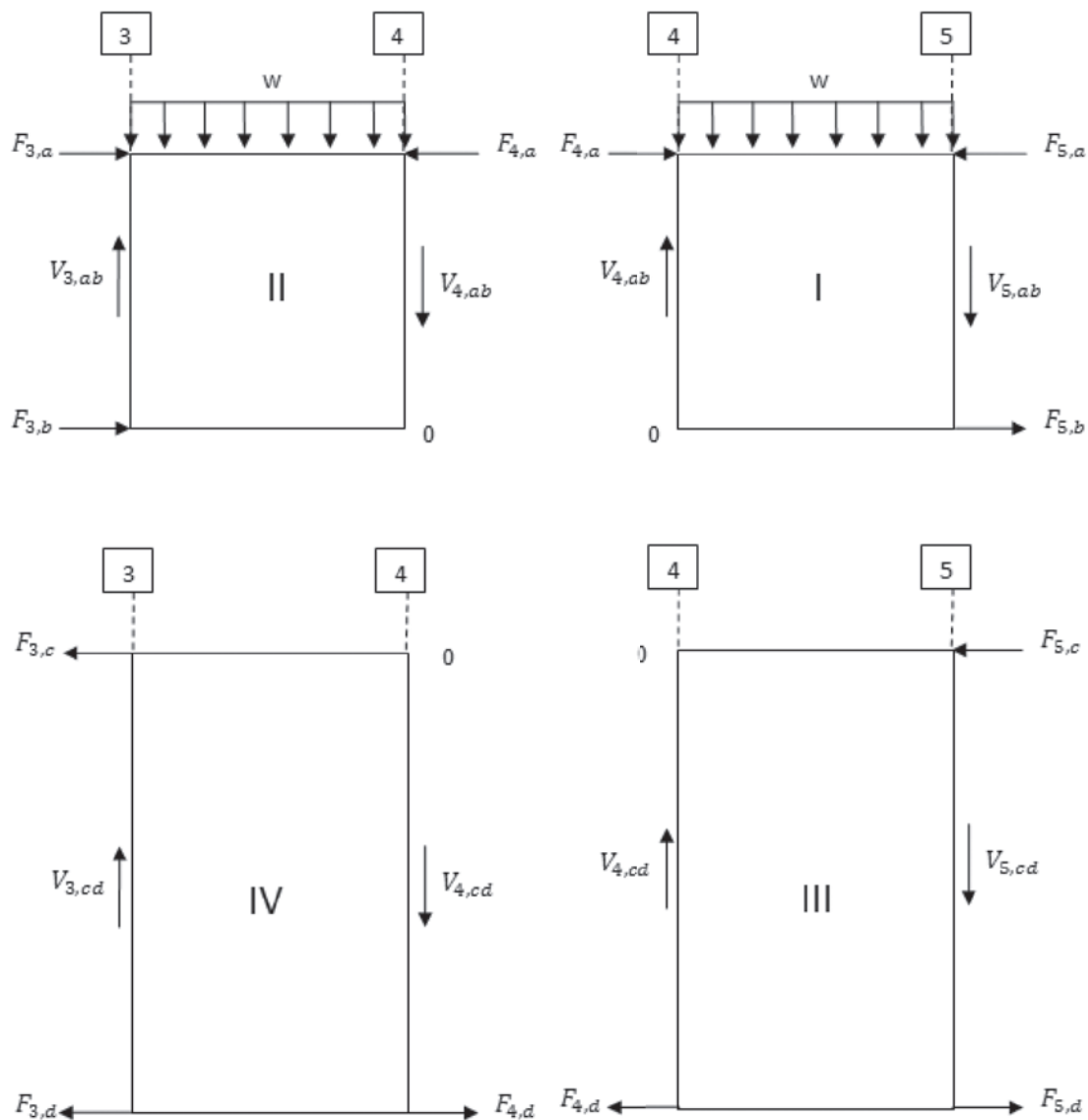


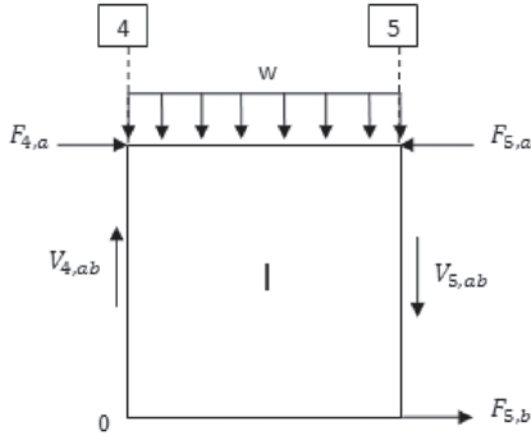
Figure C-2 – Isolation des segments du diaphragme situés au-dessus et en dessous de l'ouverture

De plus, on suppose que la raideur des différents segments est proportionnelle à la profondeur de l'élément dans la direction de la charge (longueur des segments [ab] ou [cd]). Ainsi l'effort de cisaillement se répartit sur les différents segments en fonction de la raideur de ces derniers.

On isole successivement chacun des segments avec les notations suivantes :

$$l_{ij} = x_j - x_i$$

Segment I :



Hypothèse de départ :

$$\begin{aligned} F_{4,a} &= \frac{M_4}{h}(C) \\ F_{4,b} &= 0 \\ V_{4,ab} &= V_4 \times \frac{ab}{ab + cd} \end{aligned}$$

Équations d'équilibre :

- suivant l'axe X :

$$F_{4,a} - F_{5,a} + F_{5,b} = 0$$

- suivant l'axe Y :

$$V_{4,ab} - V_{5,ab} - l_{45} \cdot w = 0$$

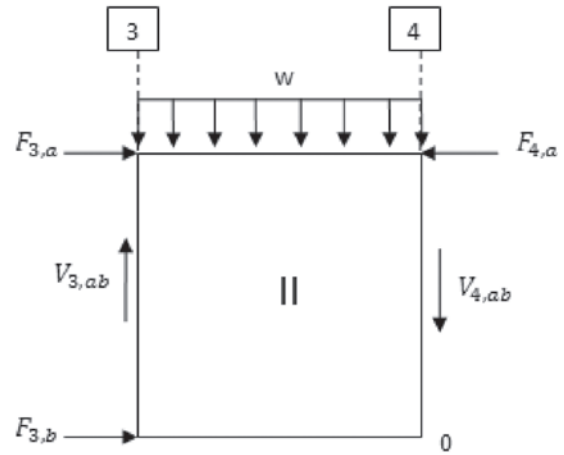
- équilibre des moments en b4 :

$$F_{5,a} \times ab - F_{4,a} \times ab - V_{5,ab} \times l_{45} - \frac{w \cdot l_{45}^2}{2} = 0$$

On obtient alors :

$$\begin{aligned} V_{5,ab} &= V_{4,ab} - l_{45} \cdot w \\ F_{5,a} &= F_{4,a} + V_{5,ab} \times \frac{l_{45}}{ab} + \frac{w \cdot l_{45}^2}{2} (C) \\ F_{5,b} &= F_{5,a} - F_{4,a} \end{aligned}$$

Segment II :



Hypothèse de départ :

$$\begin{aligned} F_{4,a} &= \frac{M_4}{h}(C) \\ F_{4,b} &= 0 \\ V_{4,ab} &= V_4 \times \frac{ab}{ab + cd} \end{aligned}$$

Équations d'équilibre :

- suivant l'axe X :

$$F_{3,a} - F_{4,a} + F_{3,b} = 0$$

- suivant l'axe Y :

$$V_{3,ab} - V_{4,ab} - l_{34} \cdot w = 0$$

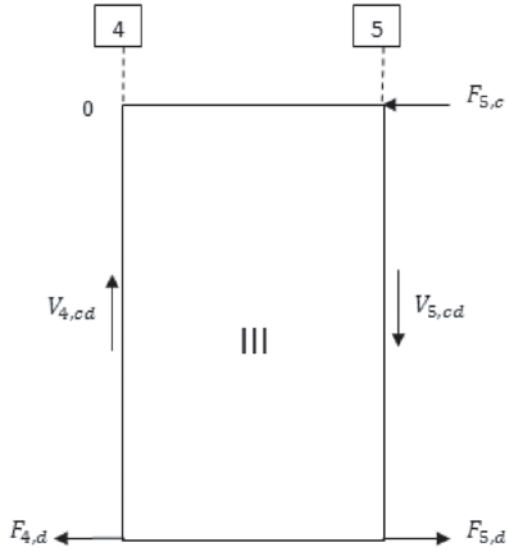
- équilibre des moments en b4 :

$$F_{4,a} \times ab - F_{3,a} \times ab - V_{3,ab} \times l_{34} + \frac{w \cdot l_{34}^2}{2} = 0$$

On obtient alors :

$$\begin{aligned} V_{3,ab} &= V_{4,ab} + l_{34} \cdot w \\ F_{3,a} &= F_{4,a} - V_{3,ab} \times \frac{l_{34}}{ab} + \frac{w \cdot l_{34}^2}{2} (C) \\ F_{3,b} &= F_{4,a} - F_{3,a} \end{aligned}$$

Segment III :



Hypothèse de départ :

$$\begin{aligned} F_{4,d} &= \frac{M_4}{h} (C) \\ F_{4,b} &= 0 \\ V_{4,cd} &= V_4 \times \frac{cd}{ab + cd} \end{aligned}$$

Équations d'équilibre :

- suivant l'axe X :

$$F_{5,d} - F_{5,c} - F_{4,d} = 0$$

- suivant l'axe Y :

$$V_{4,cd} - V_{5,cd} = 0$$

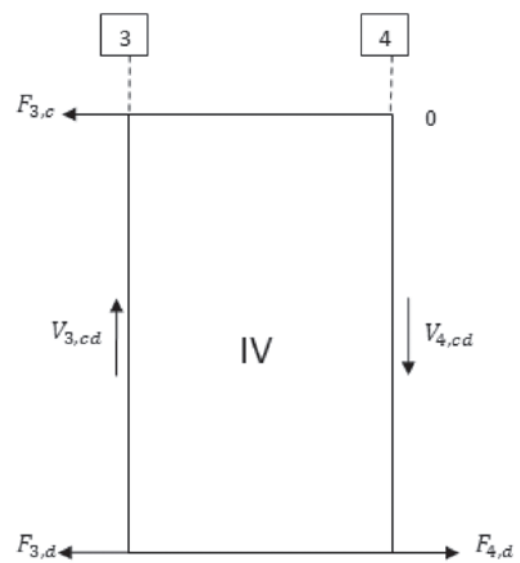
- équilibre des moments en d4 :

$$F_{5,c} \times cd - V_{5,cd} \times l_{45} = 0$$

On obtient alors :

$$\begin{aligned} V_{3,cd} &= V_{4,ab} \\ F_{3,c} &= V_{3,cd} \times \frac{l_{34}}{cd} (C) \\ F_{3,d} &= F_{4,d} - F_{3,c} \end{aligned}$$

Segment IV :



Hypothèse de départ :

$$\begin{aligned} F_{4,d} &= \frac{M_4}{h} (C) \\ F_{4,b} &= 0 \\ V_{4,cd} &= V_4 \times \frac{cd}{ab + cd} \end{aligned}$$

Équations d'équilibre :

- suivant l'axe X :

$$F_{4,d} - F_{3,c} - F_{3,d} = 0$$

- suivant l'axe Y :

$$V_{3,cd} - V_{4,cd} = 0$$

- équilibre des moments en d4 :

$$F_{3,c} \times cd - V_{3,cd} \times l_{34} = 0$$

On obtient alors :

$$\begin{aligned} V_{3,cd} &= V_{4,ab} \\ F_{3,c} &= V_{3,cd} \times \frac{l_{34}}{cd} (C) \\ F_{3,d} &= F_{4,d} - F_{3,c} \end{aligned}$$

C-3) Les variations des efforts de traction/compression dues à l'ouverture dans le diaphragme sont déterminés en combinant les résultats de C-1) avec C-2). Cette variation d'efforts normaux induit des efforts de cisaillement supplémentaires qui doivent être dissipés dans le revêtement du diaphragme par l'intermédiaire des fixations.

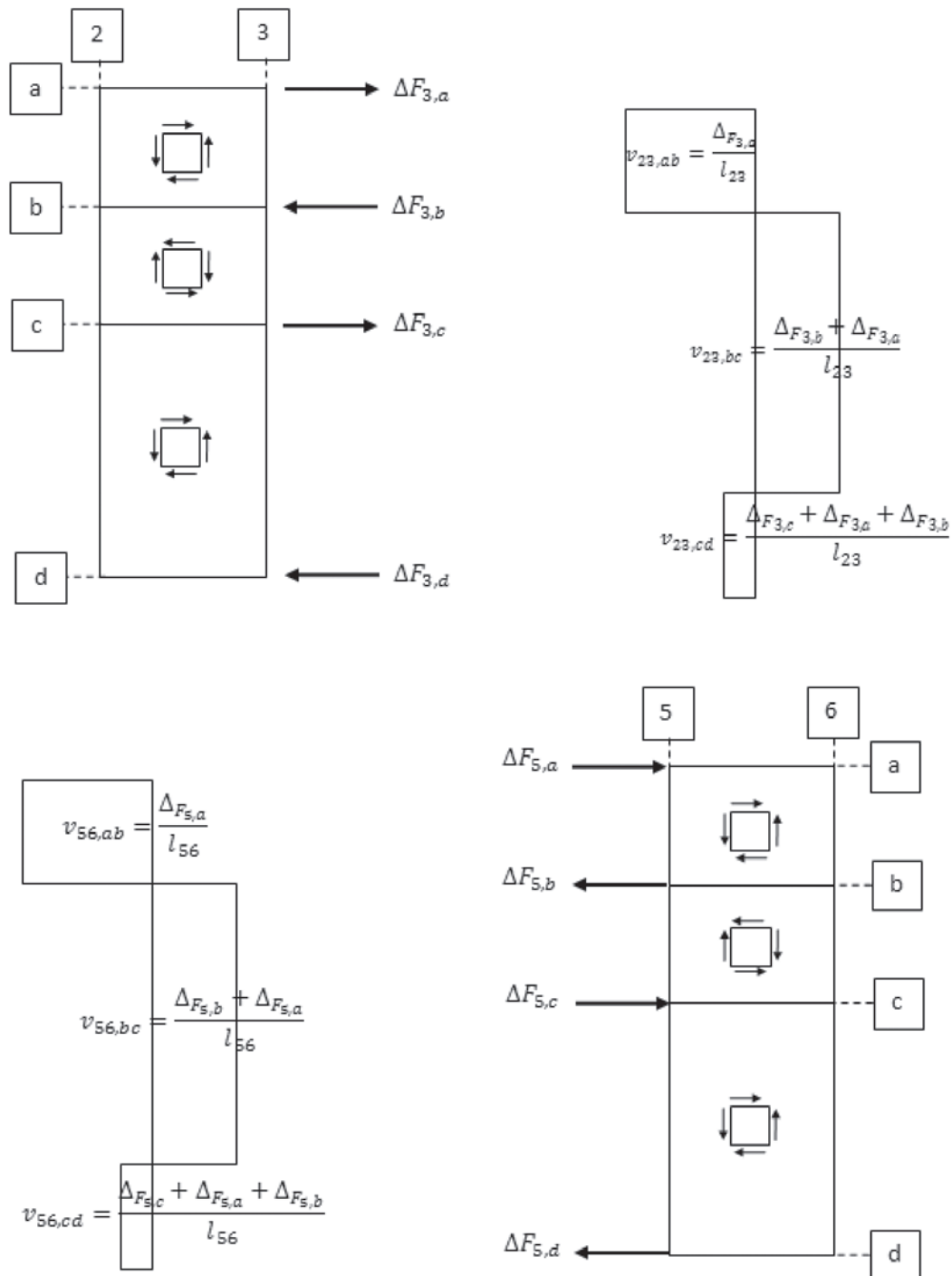


Figure C-3 – Répartition des efforts de cisaillement dus à l'ouverture dans les éléments du diaphragme

Dans le diaphragme représenté en *Figure C-1*, on considère que la continuité des chevêtres bordant l'ouverture, perpendiculairement aux solives est assurée des lignes 2 à 6. Ainsi les efforts de cisaillement supplémentaires induits par la présence de l'ouverture se répartissent dans les bandes de diaphragme délimitées par les lignes 2 et 3 et les lignes 5 et 6 comme indiqué en *Figure C-3*. Cette dernière représente donc les bandes de diaphragme dans lesquelles se dissipent les efforts de cisaillement dus à l'ouverture avec les diagrammes des contraintes de cisaillement associés.

C-4) On détermine alors la résultante du cisaillement unitaire, Rv , à reprendre par les connexions le long des files 2 à 6 en additionnant le cisaillement unitaire obtenu pour un diaphragme sans ouverture avec celui obtenu ci-dessus pour les files 2 et 3 et les files 5 et 6 (en deçà de la file 2 et au-delà de la file 6, on considère que les efforts dans le diaphragme ne sont pas affectés par la présence de l'ouverture).

Pour les files 2 et 3 on a donc :

$$Rv_{i,ab} = v_i + v_{23,ab}$$

$$Rv_{i,bc} = v_i + v_{23,bc}$$

$$Rv_{i,cd} = v_i + v_{23,cd}$$

Pour les files 5 et 6 :

$$Rv_{i,ab} = v_i + v_{56,ab}$$

$$Rv_{i,bc} = v_i + v_{56,bc}$$

$$Rv_{i,cd} = v_i + v_{56,cd}$$

C-5) Enfin, on détermine les efforts de traction/compression induits par les variations des efforts de cisaillement, dans les éléments bordant l'ouverture. Les *Figure C-4* et *Figure C-5* illustrent la manière dont on détermine ces efforts pour les files 2 et 3 sachant que l'on procède de la même manière pour les files 6 et 5 respectivement.

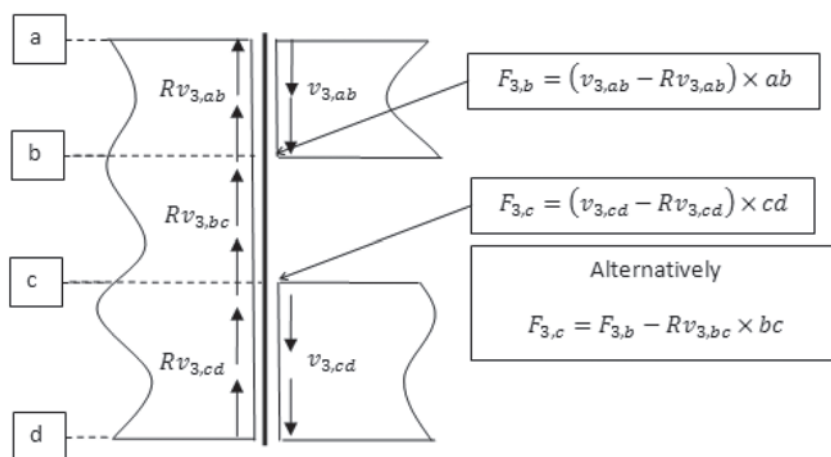


Figure C-4 - Détermination des efforts de traction compression dans la poutre en file 2

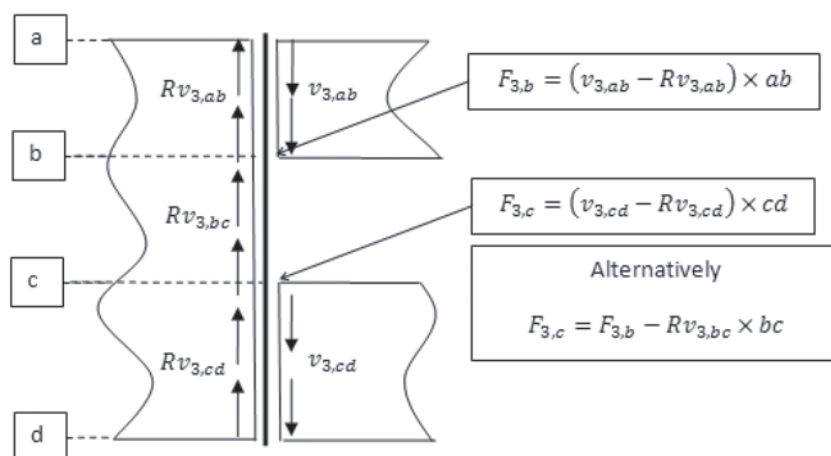


Figure C-5 – Détermination des efforts de traction compression dans la poutre en file 3

Remarque : lorsque les ouvertures sont relativement petites par rapport à la taille du diaphragme, les efforts dans les éléments périphériques du diaphragme (planche de rive) n'augmentent pas de manière significative et il est généralement suffisant de renforcer la structure aux alentours de l'ouverture et de s'assurer que celle-ci est bien continue. Pour être considéré comme continu, ces renforts doivent pénétrer dans le diaphragme de chaque côté de l'ouverture d'une distance égale à la plus grande des dimensions de l'ouverture.

Annexe D

Contrôle de production en usine

Pour entrer dans le champ d'application du présent CPT les poutres en I à base de bois doivent faire l'objet d'un contrôle de production en usine, assuré par et sous la responsabilité du fabricant, et supervisé par un organisme tiers (organisme notifié).

Lorsque la poutre en I est titulaire d'un ATE ou d'une ETE valide, et du marquage CE correspondant, l'exigence de Contrôle de production en usine (CPU) sous supervision tierce est satisfaite par le biais du suivi assuré par l'organisme notifié délivrant le marquage CE sous système d'AVCP 1, dès lors que les exigences du paragraphe 1.4 du présent CPT ont été respectées (propriétés minimales à déclarer, DEE reprenant *a minima* les méthodes d'évaluation de l'ETAG 011).

Lorsque la poutre en I ne fait pas l'objet d'un ATE ou d'une ETE valide et du marquage CE correspondant, la poutre en I est titulaire d'un Avis Technique conformes aux exigences du présent document, et doit à cet effet faire l'objet d'un contrôle de production en usine dans les conditions précisées ci-après, cohérentes avec celles décrites dans l'ETAG 011.

Le fabricant devra à cet effet missionner un organisme notifié de son choix, qui procèdera à l'inspection initiale et à la surveillance continue du CPU, et dont les tâches et responsabilités sont décrites ci-après.

1. Tâches pour le fabricant

1.1 Contrôle de Production en Usine

Le fabricant doit exercer un autocontrôle permanent de la production. Tous les éléments, exigences et dispositions adoptés par le fabricant doivent être systématiquement transcrits sous forme de documents et de procédures écrites. Ce système de contrôle de la production doit garantir que le produit est conforme à l'Avis Technique.

Le fabricant doit conserver un enregistrement incluant toute information essentielle relative au processus de collage.

Les fabricants disposant d'un système de CPU conforme aux exigences des normes EN ISO 9001 ou EN ISO 9002 et qui englobe les exigences de l'Avis Technique sont considérés comme satisfaisant aux exigences du présent document.

Le *Tableau D-1* et le *Tableau D-2* décrivent des exemples de méthode à utiliser dans le cadre de la réalisation du contrôle de production en usine. Des méthodes alternatives peuvent être acceptées. Les méthodes doivent être examinées individuellement pour chaque Avis Technique.

1.2 Essais sur échantillons pris en usine

S'agissant du contrôle de production en usine, le terme « essais » s'applique à la fois aux essais physiques et à l'examen visuel (incluant par exemple les vérifications dimensionnelles) ou encore la vérification de certificat d'analyse ou de production émis par un tiers.

Aussi, le plan d'essais précis ne peut être établi que sur la base du cas par cas. Normalement, seules les propriétés relatives aux propriétés mécaniques et la durabilité du produit doivent être testées. Ceci englobe les vérifications sur les matières entrantes.

Les propriétés à tester et le nombre d'essais dépendront de la méthode de détermination des propriétés mécaniques choisie, c'est-à-dire, soit le calcul, soit le dimensionnement assisté par l'expérimentation, soit les essais seuls tel qu'indiqué dans le *Tableau D-1* ci-après.

Une attention particulière devra être apportée aux essais visant à assurer la performance du joint âme-membrure, que cela soit par collage ou par assemblage mécanique. Ceci prendra en compte la variété des matériaux, des essences de bois, et de leur combinaison, ainsi que leur technique de fabrication. On se référera au *paragraphe 1.2* du présent document pour les configurations de poutres en I entrant dans son champ d'application.

1.3 Détermination de la corrélation entre les méthodes d'essais

Les méthodes d'essais sont de manière préférentielle celles définies dans le *Technical Report* TR 002 de l'EOTA et complétées par celles précisées dans le présent document, puis le cas échéant par les normes d'essais NF EN se rapportant aux matériaux composants la poutre.

Dans certains cas, les procédures de CPU peuvent inclure d'autres méthodes d'essais que les méthodes susnommées. Ces méthodes alternatives peuvent être utilisées si une corrélation entre les résultats de la méthode d'essai alternative et ceux de la méthode standard a été déterminée :

- sur un échantillon représentatif (usuellement 30 éprouvettes par configuration, au minimum 10 éprouvettes lorsque la propriété ou la méthode d'essais le justifie, ce après accord de l'organisme notifié) ;
- avec un coefficient de corrélation statistique $R^2 \geq 0,75$; Lorsque le coefficient de corrélation statistique R^2 est inférieur à 0,90, la corrélation devra être revalidée après une année de production.

L'échantillonnage est réalisé sous la responsabilité de l'organisme notifié.

Tableau D-1 – Essais d'échantillons pris en usine

Propriété	Méthode d'essai	Nombre minimum de spécimens	Exigence
Conception par calcul			
Des essais sur le produit fini grandeur réelle ne sont pas nécessaires. Il est toutefois de la responsabilité du fabricant que les propriétés des matériaux soient conformes avec l'Avis Technique. Ceci peut nécessiter des essais.			
Résistance au cisaillement du joint de colle âme-membrure	À développer pour le produit concerné ⁽¹⁾	3 par rotation et ligne de production	Valeur caractéristique basée sur les résultats d'au moins 10 poutres > valeur donnée dans l'Avis Technique.
Dimensionnement assisté par l'expérimentation			
Des essais sur le produit fini grandeur réelle sont nécessaires. Les essais peuvent cependant être limités à une variété, par exemple à une hauteur de poutre. Il est aussi de la responsabilité du fabricant que les propriétés des matériaux soient conformes avec l'Avis Technique. Ceci nécessitera généralement des essais supplémentaires conformes avec les normes acceptées pour les caractéristiques du produit concernées			
Résistance au cisaillement du joint de colle âme-membrure	À développer pour le produit concerné ⁽¹⁾	Au moins 3 par rotation et par ligne de production	Valeur caractéristique basée sur les résultats d'au moins 10 poutres > valeur donnée dans l'Avis Technique.
Résistance en flexion/rigidité ⁽²⁾	Technical Report TR 002 (EOTA) Article 6.2	Par exemple une poutre pour 30 000 mètres de poutres produites et par ligne de production ou au minium une poutre par semaine	Valeurs caractéristiques/moyennes basées sur les résultats d'au moins 10 poutres > valeur donnée dans l'Avis Technique. Une valeur individuelle > à 0,80 fois celle de l'ATE est acceptable
Résistance au cisaillement/rigidité ⁽²⁾	Technical Report TR 002 (EOTA) Article 6.4		
Conception par essais			
Des essais sur le produit fini grandeur réelle sont nécessaires. Les essais doivent être réalisés pour toutes les variétés du produit, par exemple pour toutes les hauteurs de poutres. Il est aussi de la responsabilité du fabricant que les propriétés des matériaux soient conformes avec l'Avis Technique. Ceci nécessitera généralement des essais supplémentaires conformes avec les normes acceptées pour les caractéristiques du produit concernées			
Résistance au cisaillement du joint de colle âme-membrure	À développer pour le produit concerné ⁽¹⁾	3 par rotation et par ligne de production	Valeur caractéristique basée sur les résultats d'au moins 10 poutres > valeur donnée dans l'Avis Technique.
Résistance en flexion/rigidité ⁽²⁾	Technical Report TR 002 (EOTA) Article 6.2	2 poutres par semaine et par ligne de production ou au moins 2 poutres pour 30 000 mètres de poutres produites et par ligne de production	Valeur caractéristique basée sur les résultats d'au moins 10 poutres > valeur donnée dans l'Avis Technique. Une valeur individuelle > à 0,80 fois celle de l'ATE est acceptable
Résistance au cisaillement/rigidité ⁽²⁾	Technical Report TR 002 (EOTA) Article 6.4		
(1) À développer pour le produit concerné en fonction de la technologie d'assemblage et doit être décrite dans le plan d'essais qui doit faire l'objet d'un accord entre le fabricant et le CSTB. La résistance au cisaillement et le taux de rupture dans le bois doivent tout deux être déterminés. La méthode décrite au <i>paragraphe A-2</i> est applicable.			
(2) La procédure d'essai donnée dans le <i>Technical Report</i> TR 002 (EOTA) doit être utilisée. D'autres procédures d'essais peuvent éventuellement être utilisées à condition qu'une relation statistiquement significative puisse être établie entre la propriété spécifiée et la propriété mesurée, dans les conditions spécifiées au <i>paragraphe D-1.3</i> .			

L'évaluation doit être menée conformément aux prescriptions des *paragraphes 2.1* et *2.2* du présent document. La détermination des valeurs moyennes et caractéristiques est réalisée selon la NF EN 14358.

2. Tâches pour l'organisme notifié

2.1 Essais de type initiaux

Les essais d'agrément auront été conduits par le CSTB ou sous sa responsabilité dans le cadre de l'instruction de l'Avis technique (ce qui comprend une part conduite par un laboratoire agréé COFRAC ou équivalent, ou par le fabricant, sous contrôle du CSTB) conformément aux prescriptions des paragraphes 2.1 et 2.2 du présent document.

L'échantillonnage aura été réalisé sous la responsabilité du CSTB. Le CSTB aura évalué les résultats de ces essais conformément aux prescriptions des paragraphes 2.1 et 2.2, dans le cadre de la procédure d'instruction de l'Avis Technique.

Ces essais sont utilisés en tant qu'essais de type initiaux. L'organisme notifié en charge du contrôle tiers du CPU devra être informé de ces essais et des méthodes utilisées.

L'organisme notifié en charge du contrôle externe du CPU peut dans certains cas avoir à conduire des essais de type initiaux, par exemple lorsque des produits, provenant d'une autre ligne/unité de production que celle ayant déjà été évaluée dans le cadre de l'instruction de l'Avis Technique, doivent être inclus.

Le but est alors de vérifier que la ligne de production en question est capable de fabriquer des produits conformes à l'Avis Technique et au présent document. Si l'évaluation du produit a été menée en utilisant uniquement le calcul, les essais de type initiaux peuvent être limités aux essais relatifs à la connexion mécanique ou collée entre l'âme et les membrures.

2.2 Inspection initiale et surveillance continue du système de contrôle de production en usine

L'évaluation du système de contrôle de production en usine est de la responsabilité de l'organisme notifié.

Une évaluation de chaque unité de production doit être menée pour démontrer que le CPU est en conformité avec l'Avis Technique et le présent document. Cette évaluation doit être basée sur une inspection initiale de l'usine.

Quand il a été supposé dans la conception que la valeur de l'écart type ne devait pas être prise à moins de 20 % de la valeur prise comme valeur moyenne, cette hypothèse doit être réévaluée lorsqu'une production suffisante a été mise en place.

La surveillance continue ultérieure du CPU est nécessaire pour garantir la pérennité de la conformité avec l'Avis Technique et le présent document.

Les visites dans le cadre de la surveillance continue ont lieu deux fois par an.

L'inspection initiale de l'usine, pour autant que le collage soit concerné, doit inclure l'inspection des locaux, l'équipement technique de l'usine et la qualification du personnel.

L'organisme notifié doit délivrer un rapport d'inspection et de surveillance continue après chaque visite, qui est remis au fabricant ainsi qu'au CSTB pour suivi.

Tableau D-2 – Essais de type initiaux

Propriété	Méthode d'essai	Nombre minimum de spécimens	Exigence
Résistance au cisaillement du joint de colle âme-membrure	(1)	10 échantillons provenant d'au moins 5 poutres (La méthode décrite au <i>paragraphe A-2</i> permet de tester deux joints par échantillon)	Valeur caractéristique > valeur donnée dans l'Avis Technique.
Tranchant résistant	<i>Technical Report</i> TR 002 (EOTA) Article 6.4	10 poutres	
Résistance sur appui	<i>Technical Report</i> TR 002 (EOTA) Article 6.3, Type C ou D	10 poutres	
Moment résistant	<i>Technical Report</i> TR 002 (EOTA) Article 6.2	10 poutres	Valeur caractéristique > valeur donnée dans l'Avis Technique. Une valeur individuelle > à 0,80 fois celle de l'ATE est acceptable
Rigidité de flexion	<i>Technical Report</i> TR 002 (EOTA) Article 6.2	10 poutres	
Rigidité de cisaillement	<i>Technical Report</i> TR 002 (EOTA) Article 6.4	10 poutres	

(1) À développer pour le produit concerné en fonction de la technologie d'assemblage et doit faire l'objet d'un accord entre le fabricant et le CSTB. La méthode décrite au *paragraphe A-2* est applicable.

L'évaluation doit être menée conformément aux prescriptions des paragraphes 2.1 et 2.2 du présent document. La détermination des valeurs moyennes et caractéristiques est réalisée selon la NF EN 14358.

3. Documentation - Information

Le CSTB fournit à l'organisme notifié en charge du contrôle externe du CPU les informations détaillées ci-dessous (qui pourront pour partie être précisées dans l'Avis Technique), et qui forment la base sur laquelle sera évalué le système de CPU.

Ces informations doivent être initialement préparées ou rassemblées par le CSTB et doivent être approuvées avec le fabricant. Ce qui suit donne des directives sur le type d'informations exigées.

3.1 Document de référence

L'Avis Technique ainsi que le présent document.

La nature de toute information additionnelle et éventuellement confidentielle doit être déclarée dans l'Avis Technique.

3.2 Processus de fabrication

Le processus de fabrication doit être décrit de manière suffisamment détaillée pour venir en support des méthodes de contrôle de production en usine proposées.

Les composants des poutres en I sont généralement fabriqués au moyen de techniques connues et/ou relevant d'une norme européenne harmonisée (hEN). Tout processus ou traitement sensible et affectant la performance doit être mis en lumière.

En cas d'assemblage collé, les propriétés d'application visées par le CSTB dans le cadre de l'instruction de l'Avis Technique pour l'adhésif utilisé (viscosité, durée d'application, temps ouvert, mouillabilité, aptitude à l'encollage, acidité et influence de l'atmosphère intérieure sur le grammage) doivent être décrites de manière suffisamment détaillée.

3.3 Spécifications relatives aux produits et aux matériaux

Ces dernières peuvent inclure :

- dessins détaillés (incluant les tolérances de fabrication) ;
- spécifications et garanties relatives aux matériaux (bruts) provenant de l'extérieur ;
- références aux normes européennes et/ou internationales ou aux spécifications appropriées sur les bons de commande du fabricant.

3.4 Plan d'essais

Le fabricant et le CSTB instruisant l'Avis Technique doivent se mettre d'accord sur un plan d'essai pour le contrôle de production en usine.

Un plan d'essais pour le CPU est nécessaire dans la mesure où les normes actuelles relatives aux systèmes de management de la qualité (EN ISO 9001 et 9002, etc.) ne garantissent pas que les spécifications relatives aux produits restent inchangées et ne visent pas le bien-fondé technique du type de vérifications/d'essais et de leur fréquence.

Le bien-fondé du type et de la fréquence des vérifications/essais conduits durant la production et sur le produit final doit être examiné. Ceci inclura les vérifications conduites durant la fabrication sur des propriétés qui ne pourront pas être inspectées à des stades ultérieurs et des vérifications sur le produit final. Ceci comprendra normalement :

- les propriétés des matériaux;
- les dimensions des composants;
- lorsque les matériaux/composants ne sont pas fabriqués et testés par le fournisseur conformément à des méthodes normées, alors, lorsque nécessaire, ils doivent être soumis par le fabricant à des vérifications/essais adaptés avant acceptation.

De plus, des essais sur le produit fini peuvent être considérés comme nécessaires, notamment pour vérifier la performance minimale du joint âme-membrure et/ou la résistance à l'effort tranchant de la poutre finie. Les paramètres concernés, sont relatifs aux performances mécaniques et de durabilité de la poutre en I, selon les prescriptions du présent document.

Les méthodes d'essais, d'échantillonnage, d'évaluation et les exigences doivent être données ou *a minima* recommandées.

Commentaire : Il peut ne pas être toujours possible ou souhaitable (pour des raisons de confidentialité) d'inclure dans l'Avis Technique les justifications et spécifications relatives au produit de manière exhaustive. Il peut donc être nécessaire de fournir à l'organisme notifié des informations complémentaires. La nature de ces informations complémentaires devrait être annoncée dans l'Avis Technique.

Annexe E

Mise en perspective du critère vibratoire proposé

Les solives de plancher d'un ouvrage résidentiel doivent faire l'objet d'une vérification du critère vibratoire défini au paragraphe 7.3.3 de la NF EN 1995-1-1.

La présente annexe a pour objet d'apporter un éclairage sur la démarche qui a mené à la proposition de méthode de vérification décrite au *paragraphe 3.4.2*, et sur son positionnement vis-à-vis de la NF EN 1995-1-1 et de son Annexe nationale française, dans leur version en vigueur en mai 2015 (rédaction du présent document).

1. Contexte

Le paragraphe 7.3.3 de la NF EN 1995-1-1 définit les principes et équations de base de la vérification du critère vibratoire, mais ne définit pas avec précision certains termes de ces équations.

Le texte normatif ne fournit pas non plus d'indication sur son application éventuelle aux autres éléments d'un plancher résidentiel, notamment au sujet des poutres porteuses de chevêtre qui sont habituellement parallèles aux solives et impliquées dans le comportement vibratoire du plancher.

Par ailleurs, il n'est pas rare que les solives soient disposées sur appuis multiples, cas qui n'est pas décrit avec précision dans la norme.

L'Annexe Nationale française de la NF EN 1995-1-1, ne présente aucun élément précis de vérification permettant de répondre à ces problématiques.

Enfin, les structures de plancher à base de poutres en I sont fréquemment des planchers dits légers, de composition simple, avec peu d'éléments apportant une rigidité transversale complémentaire (entretoisement, couches supplémentaires de revêtement/plancher, etc.). Le critère vibratoire est donc fréquemment un critère dimensionnant, et sa vérification particulièrement pertinente.

Les fabricants de poutres en I à base de bois ont souhaité apporter les précisions complémentaires vis-à-vis de ces problématiques, et s'accorder sur une méthode de vérification complète et précise, afin d'assurer à la fois une conception raisonnée et maîtrisée, et une unicité de réponse aux imprécisions du texte normatif, tout en s'inscrivant dans le respect des principes de la NF EN 1995-1-1 de son Annexe nationale française.

2. Origine de la méthode proposée

La méthode de vérification présentée au *paragraphe 3.4.2* du présent document est basée sur la norme BS EN 1995-1-1+A1/NA :2012-11, qui est l'Annexe nationale anglaise de l'EN 1995-1-1.

Cette méthode est elle-même basée sur des travaux réalisés en Angleterre et au Canada sur des structures de plancher en poutres en I dans le but de définir de manière précise une méthode complète de vérification du critère vibratoire, conforme aux principes de l'EN 1995-1-1, et applicable aux cas les plus courants.

Il a en effet été souhaité de s'appuyer sur un texte normatif existant, appliqué de surcroît dans le marché le plus important d'Europe pour l'utilisation de poutres en I en plancher résidentiel.

3. Positionnement vis-à-vis de l'EN 1995-1-1 et de son Annexe Nationale française

La méthode propose des principes de vérification qui viennent compléter de manière non contradictoire la NF EN 1995-1-1 et son Annexe nationale française, sur les points suivants.

3.1 Conditions d'application du critère vibratoire aux poutres porteuses de chevêtre

Le critère est étendu aux poutres porteuses de chevêtre parallèles au solivage, en plus de la vérification des solives (déjà demandée par la NF EN 1995-1-1), au moyen d'une vérification de fréquence fondamentale spécifique (voir *paragraphe E-3.5*)

3.2 Poutres sur appuis multiples

Le critère est étendu et précisé pour la vérification des poutres sur appuis multiples, par la définition d'une portée équivalente L_{vib} insérée dans les équations correspondantes de la NF EN 1995-1-1.

3.3 Précision du calcul des rigidités du plancher

Les formules de calcul de la rigidité transversale $(EI)_b$ et longitudinale $(EI)_l$ du plancher ont été précisées, pour lever toute ambiguïté.

3.4 Précision du calcul de la masse du plancher

La masse du plancher m est calculée à partir de la charge permanente uniformément répartie du plancher, et en tenant compte de la fraction quasi-permanente des charges d'exploitation.

Ceci est conforme aux prescriptions de l'Annexe nationale de la NF EN 1990, qui ne sont pas rappelées ou précisées dans l'Annexe nationale de la NF 1995-1-1.

3.5 Calcul de la fréquence fondamentale f_1

La formule de la NF EN 1995-1-1 pour le calcul de la fréquence fondamentale f_1 n'est valable que pour une solive de plancher sur deux appuis principalement soumise à une charge uniformément répartie.

La formule a été étendue aux cas de poutres sur appuis multiples (voir *paragraphe E-3.2*).

Une formule de calcul de la fréquence fondamentale f_1 pour une poutre soumise à une charge uniformément répartie et à une ou plusieurs charges ponctuelles a été introduite pour permettre l'extension du critère vibratoire aux poutres porteuses de chevêtre (voir *paragraphe E-3.1*).

3.6 Calcul de la déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN}

Le critère vibratoire défini dans la NF EN 1995-1-1 vérifie la déformation sous charge unitaire w_{1kN} du plancher dans sa globalité, mais ne précise pas les conditions dans lesquelles cette déformation peut être calculée à partir d'une solive isolée et de la configuration du plancher.

On introduit le coefficient k_{dist} de correction du nombre de solives agissant ensemble sous la charge de 1 kN (que l'on peut considérer comme un coefficient de distribution transversale de cette charge).

La déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN} est alors calculée comme la déformation d'une solive seule sous charge de 1 kN, corrigée du coefficient multiplicateur k_{dist} .

On notera que k_{dist} ne peut être inférieur à 0,30, ce qui équivaut à une contribution maximale combinée de 3,33 solives pour reprendre la charge de 1 kN appliquée au lieu le plus défavorable de la solive vérifiée. Cette valeur est en ligne avec les contributions obtenues par diverses méthodes d'approximation de la déformation de grilles sous charge concentrée que l'on peut trouver dans la littérature scientifique.

3.7 Valeur limite de la déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN}

La valeur limite a de la déformation sous charge unitaire du plancher w_{1kN} est le critère limitant principal d'un plancher léger en poutres en I à base de bois.

On déduit en outre de la valeur de a , à partir de la courbe définie au tableau de la figure 7.2 de la NF EN 1995-1-1, la valeur de b utilisée pour définir la limite de la vérification dynamique du critère vibratoire.

La définition de la valeur limite a est donc critique pour la maîtrise du confort vibratoire d'un plancher résidentiel. Plus la limite est basse, plus le confort vibratoire sera élevé.

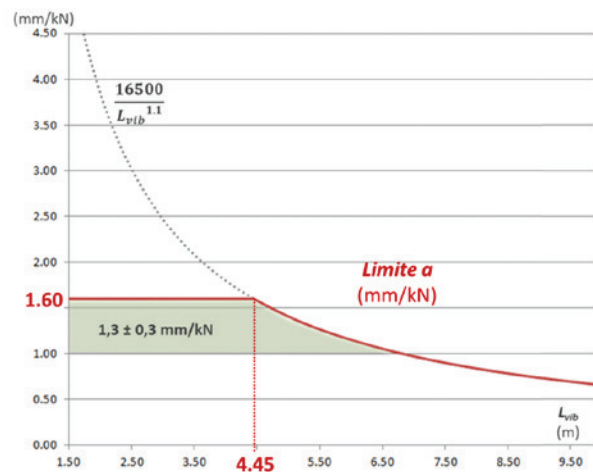
Au Canada (premier pays à avoir défini un critère vibratoire pour les planchers résidentiels à base de bois dans sa norme de calcul) des travaux menés en vue d'améliorer un premier critère vibratoire avec un premier retour d'expérience ont montré qu'une valeur fixe de la limite de vérification statique (équivalent de la limite a) ne permettait pas d'appréhender de manière satisfaisante les configurations de portées longues (supérieures à 4,0 m - 4,5 m). Une restriction progressive de cette limite statique en fonction de la portée a été introduite.

L'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 précise qu'un confort normal pour un plancher résidentiel d'usage courant correspond à une valeur de la limite a de la déformation w_{1kN} de $(1,3 \pm 0,3)$ mm/kN. Cette plage ne correspond pas à proprement parler à une limite.

Dans un souci de conception maîtrisée et raisonnée des planchers résidentiels en poutre en I à base de bois, corroboré par le retour d'expérience des fabricants sur le marché français, une restriction progressive de la limite a en fonction de la portée équivalente L_{vib} a été introduite dans le présent document :

pour $L_{vib} \leq 4,45$ m $a = 1,6$ mm
pour $L_{vib} > 4,45$ m $a = 16500 / (L_{vib})^{1,1}$ (mm)

Le graphe ci-dessous figure l'évolution de la limite a en fonction de la portée L_{vib} .



La portée de 4,45 m au-delà de laquelle la limite a diminue lorsque la portée augmente a été déterminée en inversant la formule $a = 16500 / (L_{vib})^{1,1}$ et en déterminant la valeur de L_{vib} pour $a = 1,6$ mm.

La valeur $a = 1,6$ mm correspond à la borne haute de l'intervalle de $(1,3 \pm 0,3)$ mm/kN préconisé par l'Annexe nationale de la NF EN 1995-1-1 pour un confort normal d'un plancher résidentiel d'usage courant.

On note que les valeurs recommandées par la méthode proposée s'inscrivent dans la plage de confort normal définie à l'Annexe nationale, sont en général plus sévères et conduisent à des limites inférieures à 1,0 mm pour des portées supérieures à 6,80 m.

À titre informatif, on rappelle que le Dr. Ohlsson, ayant proposé le critère vibratoire de l'EN 1995-1-1 sur la base de ses travaux de recherche (limités à des planchers de portée simple inférieure à 4,50 m), avait initialement suggéré de positionner une limite unique de $a = 1,5$ mm.

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

CSTB
le futur en construction

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS