

Commission chargée de formuler des Avis Techniques

Groupe Spécialisé n° 2

Constructions, façades
et cloisons légères

Stabilité en zones sismiques

Systèmes de bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique

Ce document annule et remplace le *Cahier 3533-P1-V3* paru en décembre 2010 dans les *e-cahiers du CSTB* et le *Cahier 3533-P2* paru en février 2009 dans les *e-cahiers du CSTB*.
Ce document a été entériné le 5 décembre 2012 par le Groupe spécialisé n° 2
« Constructions, façades et cloisons légères » de la commission chargée
de formuler des Avis Techniques.

Etablissement 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 développement durable 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 ses 909 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

PRÉAMBULE

Ce document décrit une démarche permettant de justifier la stabilité en zones sismiques des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique.

Il traite des bardages rapportés mis en œuvre sur ossature bois ou ossature métallique et des applications numériques pour ceux constitués de panneaux maintenus par fixations traversantes et de plaques maintenues en rive haute par fixations traversantes et emboîtées en rive basse.

Le présent document ne se suffit pas à lui-même, il est nécessaire de consulter l'Avis Technique du bardage rapporté envisagé qui précise les éléments nécessaires pour l'application du présent document.

L'Avis Technique présentera les dispositions constructives et le dimensionnement des composants permettant de respecter les exigences parasismiques.

Ce document a été modifié à la suite de l'évolution de la réglementation sismique. Les hypothèses retenues dans la suite du document s'appuient sur les documents suivants :

- les arrêtés du 22 octobre 2010 et du 19 juillet 2011 relatifs à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ;
- le décret n° 2010-1254 relatif à la prévention du risque sismique ;
- le décret n° 2010-1255 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;
- la norme NF EN 1998, dite Eurocode 8, « Calcul des structures pour leur résistance au séisme » et son annexe nationale.

Les hypothèses suivantes ont été prises en compte dans les calculs :

- le coefficient de réduction ν est pris égal à 0,4 conformément à l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- le coefficient d'importance γ_a du bardage rapporté est pris égal à 1 conformément à l'Eurocode 8 ;
- le coefficient de comportement q_a du bardage rapporté est pris égal à 2 conformément à l'Eurocode 8 et aux essais réalisés ;

- dans le cadre de ce référentiel et afin de donner des solutions enveloppes, les rapports T_a/T_1 (T_a , période fondamentale de vibration de l'élément non structural et T_1 , période fondamentale de vibration du bâtiment) et Z/H (z , hauteur de l'élément non structural au-dessus du niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide et H , hauteur du bâtiment depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide) sont pris égaux à 1, ce qui correspond à la situation la plus défavorable. Un calcul plus favorable peut néanmoins être réalisé selon l'Eurocode 8 ;
- conformément à l'Eurocode 8 paragraphe 4.3.3.5.2, le séisme vertical n'est pas pris en compte pour les systèmes de bardages rapportés.

De façon générale, le présent document ne s'applique pas dans les situations suivantes pour lesquelles aucune justification sismique n'est nécessaire :

- en zone de sismicité 1 pour les bâtiments de catégories d'importance I à IV ;
- en zone de sismicité 2 :
 - pour les bâtiments de catégories d'importance I et II,
 - pour les établissements scolaires remplissant les conditions du paragraphe 1.1 des règles de construction parasismique PS-MI 89 révisées 92 (NF P06-014) ;
- en zones de sismicité 3 et 4 :
 - pour les bâtiments de catégorie d'importance I,
 - pour les bâtiments de catégorie d'importance II remplissant les conditions du paragraphe 1.1 des règles de construction parasismique PS-MI 89 révisées 92 (NF P06-014).

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).

Stabilité en zones sismiques

Systèmes de bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique

SOMMAIRE

1. Généralités	2	Annexe 1 : Justification des vis à bois.....	16
1.1 Objet du document.....	2	Annexe 2 : Exemple de justification	
1.2 Définitions	2	d'un chevron fixé directement au	
1.3 Dispositions constructives	2	gros-œuvre sous les actions sismiques.....	16
1.4 Définition de l'exigence.....	3	Annexe 3 : Exemple de justification	
1.5 Méthode forfaitaire de calcul		d'un liteau bois horizontal rapporté	
des actions locales.....	3	sur des chevrons verticaux	18
1.6 Déformation de l'ouvrage	4	Annexe 4 : Principe de calcul des sollicitations	
2. Justification des ossatures	5	sismiques dans les chevilles de fixation au support	
2.1 Chevrons fixés directement au support.....	5	en fonction des différentes configurations	
2.2 Chevrons fixés directement au support		(pattes-équerres, étriers et fixation directe).....	22
avec liteaux bois	7	Annexe 5 : Principe de calcul	
2.3 Ossatures bois ou métalliques fixées		des ossatures métalliques	30
au support par pattes équerres.....	10	Annexe 6 : Exemple de calcul des sollicitations	
2.4 Montants métalliques fixés directement		sismiques dans les chevilles de fixation	
sur le support avec ou sans		au support	34
lisses horizontales.....	12	Annexe 7 : Justification expérimentale	38
3. Justification de la peau			
et de ses fixations.....	12		
3.1 Panneaux maintenus par fixations			
traversantes.....	12		
3.2 Panneaux maintenus en rive haute			
par des fixations traversantes			
sur des liteaux horizontaux et emboîtés			
en rive basse	14		

1. Généralités

1.1 Objet du document

Ce document a pour objet de :

- rappeler l'exigence et préciser les conditions de stabilité en zones sismiques, applicables aux systèmes de bardages rapportés sur ossature bois ou ossature métallique faisant l'objet d'un Avis Technique⁽¹⁾ ;
- définir la méthode de calcul des actions locales en fonction du système complet de bardage rapporté ;
- définir les justifications expérimentales des systèmes de bardages rapportés ;
- donner la justification par calculs des ossatures bois fixées directement sur le support béton ou maisons à ossature bois conformes au DTU 31.2 (constructions de maisons et bâtiments à ossature bois) avec une application aux familles de bardages rapportés suivantes :
 - panneaux maintenus par fixations traversantes,
 - plaques maintenues en rive haute par fixations traversantes et emboîtées en rive basse.

1.2 Définitions

1.2.1 Bardage rapporté

On appelle « bardage rapporté » le système de revêtement extérieur constitué de parois verticales, composées d'une peau, d'une ossature et de fixations permettant de rapporter cette peau devant la structure porteuse à revêtir.

La peau du bardage rapporté peut être à base :

- de grands éléments (plaques, panneaux, etc.) ;
- d'éléments de grande longueur (clins, lames, etc.) ;
- de petits éléments (tuiles, ardoises, écailles, plaques, dalles, bardeaux, etc.).

Il n'appartient pas au bardage rapporté de séparer l'intérieur du bâtiment de l'extérieur mais d'être entièrement situé à l'extérieur, rapporté sur le gros-œuvre qui assume ladite séparation et auquel l'ouvrage de bardage apporte l'aspect extérieur, contribue à l'étanchéité à la pluie et, le plus souvent, à l'isolation thermique assurant ainsi la protection de la structure porteuse vis-à-vis des sollicitations climatiques.

1.2.2 Structure porteuse

On appelle « structure porteuse » le gros-œuvre, lequel doit assurer notamment la stabilité du bâtiment ainsi que l'étanchéité à l'air des murs.

Ne sont visées dans le présent document que :

- les structures porteuses réalisées en béton ;
- les maisons et bâtiments à ossature bois conformes au DTU 31.2 2 ;
- les bâtiments à ossature poteaux-poutres en béton avec remplissage en maçonnerie de petits éléments au sens du DTU 20.1, les fixations de l'ossature du bardage rapporté étant réalisées au droit des planchers en béton armé.

Les structures porteuses en maçonnerie d'éléments ne sont pas visées pour cette application du fait de l'absence d'éléments relatifs aux justifications sous sollicitations sismiques des chevilles dans ces supports.

1.2.3 Ossature

On appelle « ossature » l'ensemble du dispositif permettant de rapporter la peau sur la structure porteuse.

Ces montants verticaux ou horizontaux peuvent être solidarisés à la structure porteuse, soit en contact direct, soit, le plus souvent, à l'aide de pattes-équerrés qui permettent un réglage d'adaptation pour obtenir la planéité du parement, compte tenu des tolérances et des irrégularités plus ou moins importantes du gros-œuvre.

Les peaux composées de grandes plaques ou de clins disposés horizontalement sont fixées directement sur le réseau vertical de montants.

Les peaux composées de clins disposés verticalement ou de petits éléments, sont fixées par un réseau intermédiaire de lisses horizontales, lui-même fixé sur le réseau vertical de montants.

Remarque

L'usage est aujourd'hui établi d'appeler le réseau de montants « ossature primaire » et le réseau de lisses « ossature secondaire ».

1.2.4 Isolation complémentaire

Une isolation complémentaire est le plus souvent associée aux bardages rapportés.

Entre l'isolation et le dos de la peau est toujours ménagée une lame d'air ventilée, qui est en communication avec l'extérieur en rive basse (entrée d'air) et en rive haute (sortie d'air) de chaque partie de façade revêtue par le bardage (présence de baies, recouvrements, etc.).

1.3 Dispositions constructives

Le système de bardage rapporté doit avoir été préalablement dimensionné sous sollicitations climatiques.

La démarche de justification des ossatures et de la peau présentée dans ce document impose le respect des dispositions suivantes :

- la fixation au gros-œuvre est effectuée par chevilles métalliques portant le marquage CE sur la base d'un ATE selon ETAG001 Parties 2 à 5 pour un usage en béton fissuré (option 1 à 6) et respectant l'amendement aux « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA ;
- la fixation est effectuée par tirefonds dans le cas des supports maisons à ossature bois (conformes au DTU 31.2) ;
- la fixation des montants au gros-œuvre est symétrique (étriers, double patte équerré ou pattes équerrés en quinconce) ;
- l'ossature bois respecte les prescriptions du *Cahier du CSTB 3316-V2*⁽²⁾ et notamment :
 - les montants sont fixés par pattes-équerrés ou directement sur le support,
 - les montants sont en bois de classe C18 selon la norme NF EN 338,
 - l'humidité des chevrons est d'au plus 18 % au moment de la mise en œuvre,
 - les pattes-équerrés et les lisses sont fixées aux montants bois par tirefonds et/ou vis,

1. Avis technique au sens large : y compris les DTA.

2. Ossature bois et isolation thermique des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique ou d'un constat de traditionalité, règles générales de conception et de mise en œuvre, *Cahier du CSTB 3316-V2*, décembre 2010.

- l'ossature est fractionnée à chaque plancher du bâtiment (disposition spécifique en zones sismiques) ;
- l'ossature métallique respecte les prescriptions du *Cahier du CSTB 3194*⁽³⁾ et son modificatif paru dans le *Cahier du CSTB 3586-V2*⁽⁴⁾, et notamment :
 - les montants sont fixés par pattes-équerres ou directement sur le support : ils sont alors symétriques (types Omega ou U par exemple),
 - les montants sont en acier galvanisé ou en aluminium,
 - la conception de l'ossature est bridée ou librement dilatable,
 - les pattes et les lisses sont fixées aux montants par vis et/ou rivets,
 - l'ossature est fractionnée à chaque plancher du bâtiment (disposition spécifique en zones sismiques) ;
- la peau de bardage ne pont pas les fractionnements de montants, au droit des planchers ;
- en l'absence d'essais et pour les justifications par calculs, la contrainte en flexion, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson de la peau sont connus et sont donnés dans l'Avis Technique du bardage rapporté envisagé.

La démarche de justification des ossatures et de la peau présentée dans ce document exclut l'utilisation de clous pour la fixation des liteaux bois aux montants bois et des pattes-équerres aux montants bois.

1.4 Définition de l'exigence

L'exigence applicable aux bardages rapportés est exprimée dans la norme *NF EN 1998-1*, « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes », appelée par la suite Eurocode 8, au paragraphe 4.3.5 « Éléments non structuraux », dans ces termes :

« Les éléments non structuraux des bâtiments qui peuvent, en cas de rupture, exposer les personnes à des risques ou affecter la structure principale du bâtiment ou l'exploitation des installations présentant des risques particuliers, doivent être vérifiés – ainsi que leurs supports – en vue de résister à l'action sismique de calcul. »

Une exigence complémentaire est à prendre en compte pour les bâtiments de catégorie d'importance IV pour garantir la continuité de leur fonctionnement en cas de séisme (décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010).

Elles peuvent être interprétées de la manière suivante :

- pour les bâtiments de catégorie d'importance I à IV, l'élément rapporté peut être dégradé mais ne doit pas s'effondrer ;
- de plus pour les bâtiments de catégorie d'importance IV, l'élément rapporté ne doit pas présenter de rupture dans ses fixations.

Selon l'Eurocode 8, la justification de ces éléments se fait par rapport aux actions locales représentées par :

- des efforts appliqués à l'élément en fonction de son poids, calculés conformément au paragraphe 4.3.5.2 « Éléments non structuraux - Vérifications » ;

3. Ossature métallique et isolation thermique des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique ou d'un constat de traditionalité, règles générales de conception et de mise en œuvre, *Cahier du CSTB 3194*, janvier-février 2000.

4. Ossature bois et isolation thermique des bardages rapportés faisant l'objet d'un Avis Technique ou d'un constat de traditionalité, règles générales de conception et de mise en œuvre, modificatif n° 1 au *Cahier du CSTB 3194*, *Cahier du CSTB 3586-V2*, avril 2009.

- des déformations différentielles imposées par le déplacement du gros-œuvre, déterminées conformément au paragraphe 4.4.3.2 « Limitations des déplacements entre étages ».

Les justifications qui suivent dépendent des catégories d'importance des bâtiments, des zones de sismicité ainsi que des classes de sols telles que définies dans la réglementation.

Les justifications des différents éléments des systèmes de bardages rapportés nécessitent des essais ou des calculs suivant le tableau 1 ci-dessous.

Tableau 1 - Principes de justification des éléments des systèmes de bardages rapportés

Éléments à justifier	Type de justification
Chevilles/tirefonds	Par calcul selon le <i>paragraphe 2.3.3</i> .
Ossature bois	Par essais pour les systèmes fixés par pattes-équerres, selon <i>Annexe 7</i> . Par calculs pour les systèmes fixés directement sur support avec ou sans liteaux, selon les <i>paragraphes 2.1 et 2.2</i> .
Ossature métallique	Par essais, selon <i>Annexe 7</i> . <i>Nota : des principes de prédimensionnement sont disponibles dans les Eurocodes 3 et 9.</i>
Peau et ses fixations	Par calcul pour les systèmes avec fixations traversantes, selon le <i>paragraphe 3</i> . Par essais pour tous les autres systèmes.

1.5 Méthode forfaitaire de calcul des actions locales

Le système de bardage rapporté peut être justifié par un calcul forfaitaire, selon le paragraphe 4.3.5.2 de l'Eurocode 8 et selon les hypothèses définies dans le préambule du présent document, qui indique que les éléments rapportés (peau et chevron) doivent résister à un effort sismique égal à :

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a}$$

Avec :

- F_a la force sismique horizontale agissant au centre de gravité de l'élément non structural en N ;
- W_a le poids de l'élément en N ;

$$W_a = m \cdot g$$

- m la masse de l'élément en kg ;
- g l'accélération de la pesanteur en m/s² ;
- γ_a le coefficient d'importance de l'élément qui, conformément au paragraphe 4.3.5.3 de l'Eurocode 8, est égal à 1 pour les bardages rapportés ;
- q_a le coefficient de comportement de l'élément qui, conformément au paragraphe 4.3.5.4 de l'Eurocode 8, est égal à 2 pour les bardages rapportés ;
- S_a le coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux, défini de façon forfaitaire simplifiée comme suit :

$$S_a = 5,5 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{a_{gr}}{g}$$

Nota : cette formule est obtenue à partir de la formule de l'Eurocode 8 en appliquant les conditions les plus défavorables, soit la période propre de l'élément égale à la période propre du bâtiment ($T_a = T_1$) et la position de l'élément en haut du bâtiment ($z = H$).

$$S_a = \frac{S \cdot \gamma_I \cdot a_{gr}}{g} \cdot \left(3 \cdot \frac{(1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right)$$

- a_{gr} l'accélération maximale de référence au niveau du sol en m/s^2 , définie dans l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de classe dite « à risque normal » selon le tableau suivant :

Tableau 2 – Accéléérations maximales de référence au niveau du sol a_{gr} , exprimées en m/s^2

Zones de sismicité	a_{gr}
1 - Très faible	0,4
2 - Faible	0,7
3 - Modérée	1,1
4 - Moyenne	1,6
5 - Forte	3

Les zones de sismicité sont définies dans le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;

- γ_I le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 selon le tableau suivant :

Tableau 3 – Coefficient d'importance du bâtiment γ_I

Catégorie d'importance de bâtiment	γ_I
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Les catégories d'importance de bâtiment sont également définies dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;

- S le paramètre de sol défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 selon le tableau suivant :

Tableau 4 – Paramètre de sol S

Classe de sol	S	
	Zones de sismicité 1 à 4	Zone de sismicité 5
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Les classes de sol sont définies dans le tableau 3.1 de l'Eurocode 8.

La force sismique s'exprime donc par :

$$F_a = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m$$

Cette force correspond aux effets de l'action sismique et doit être considérée dans la direction la plus défavorable. Conformément au paragraphe 4.3.3.5.2 de l'Eurocode 8, il n'y a pas lieu de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique. Dans ces conditions, la force sismique sera à considérer dans le plan xOy .

F_{ax} et F_{ay} représentent respectivement les composantes maximales horizontales de l'action sismique dans le plan et perpendiculairement au plan de la façade.

Donc

$$\|\overrightarrow{F_{ax}}\| = \|\overrightarrow{F_{ay}}\|$$

G représente le poids de l'élément considéré ($G = m \cdot g$), appliqué selon la direction O_z .

La sollicitation à considérer sur les éléments rapportés et leurs organes de fixations est donc représentée par l'action simultanée de la force sismique dans la direction considérée (F_{ax} ou F_{ay}) et du poids G .

1.6 Déformation de l'ouvrage

Les limites des déplacements entre étages du bâtiment sont données au paragraphe 4.4.3.2 de l'Eurocode 8. Elles sont définies pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux :

- soit avec un comportement ductile par :

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

- soit avec un comportement fragile par :

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$$

Avec :

- d_r le déplacement de calcul entre étages en m ;
- v le coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages. Ce coefficient est défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 et vaut 0,4 ;
- h la hauteur entre étages en m .

Sauf prescription particulière définie dans l'Avis Technique, les procédés de bardages rapportés sont considérés comme des éléments non structuraux ductiles.

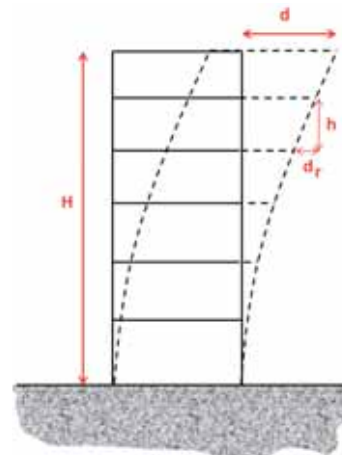
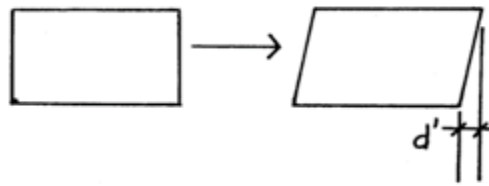


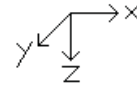
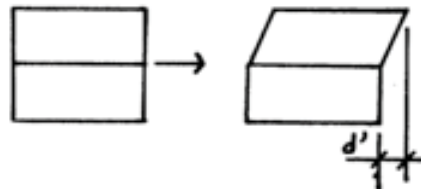
Figure 1 – Déformation du bâtiment sous l'effet des sollicitations sismiques

Ce déplacement provoque :

La mise en parallélogramme
du mur dans le plan de la façade



Le changement de pente du mur
d'un étage à l'autre, perpendicu-
lairement au plan de la façade



2. Justification des ossatures

2.1 Chevrans fixés directement au support

L'ensemble des justifications peut être obtenu par calculs.

2.1.1 Description

Ce paragraphe concerne les systèmes dont l'ossature primaire est constituée d'un réseau de chevrons en bois (*Figure 2*), fixés directement au support par des chevilles métalliques ou des tirefonds.

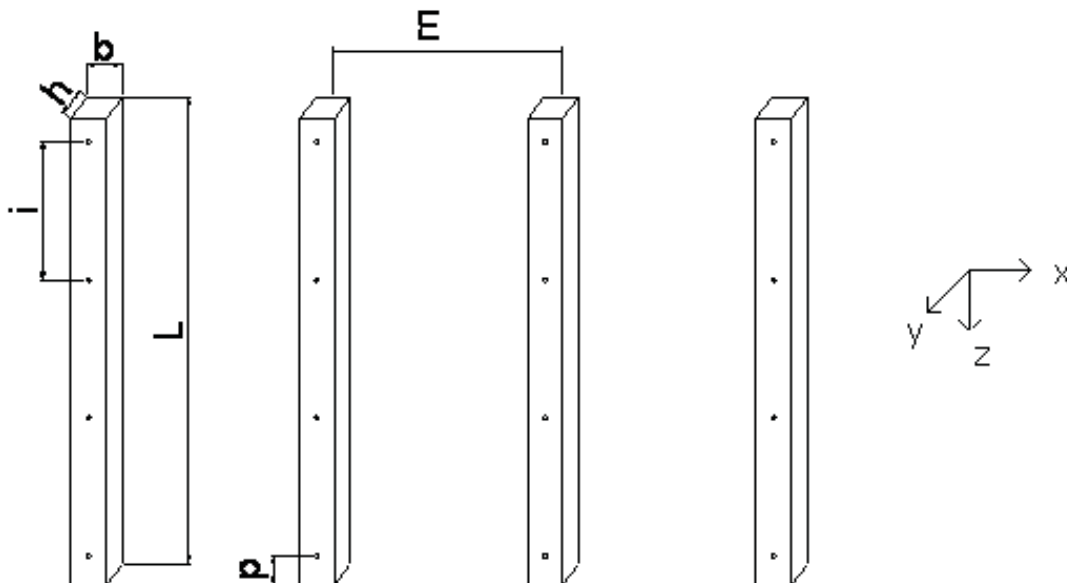


Figure 2 – Ossature bois verticale

Les chevrons sont en bois et respectent les hypothèses définies aux paragraphes 1.2.3 et 1.3.

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment.

2.1.2 Dispositions constructives

Les modalités de calcul des chevrons sous les effets des actions sismiques locales sont détaillées en *Annexe 2*. Nous présentons ci-après les dispositions constructives issues de ces calculs.

Sous réserve du respect des prescriptions des paragraphes 1.2.3 et 1.3 et de la justification des chevilles métalliques, les dispositions constructives données dans le *tableau 5* ci-après permettent au procédé de résister aux actions sismiques, pour des masses maximales de peau de bardage⁽⁵⁾.

Tableau 5 – Dispositions constructives pour un entraxe de chevrons jusqu'à 650 mm

Section minimale des chevrons de classe C18 h x b [mm]	Entraxe des chevilles [mm]	Masse maximale de la peau de bardage reprise par un chevron [kg]
20 x 40	850	150
	1 275	70
40 x 63	850	200
	1 275	200
63 x 75	850	200
	1 275	200
75 x 100	850	200
	1 275	200
* L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.		

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles ou tirefonds de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre de trous prépercés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de pré-perçage des chevrons.

2.1.3 Justification des organes de fixation au support

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des chevilles ou tirefonds de fixation. L'action sismique globale F_{af} appliquée à chaque cheville est :

$$F_{af} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total G repris par chaque cheville est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

5. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

Avec :

- m la masse reprise par le chevron en kg ;
- g l'accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- $K_{aléa}$ un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- γ_I le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- a_{gr} l'accélération nominale au niveau du sol en m/s^2 ;
- S le paramètre de sol ;
- z le nombre de fixations du chevron sur le support ;
- R_a le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de chevilles ou tirefonds comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de chevilles	2	3	4	≥ 5
R_a	1	1,25	1,1	1,15

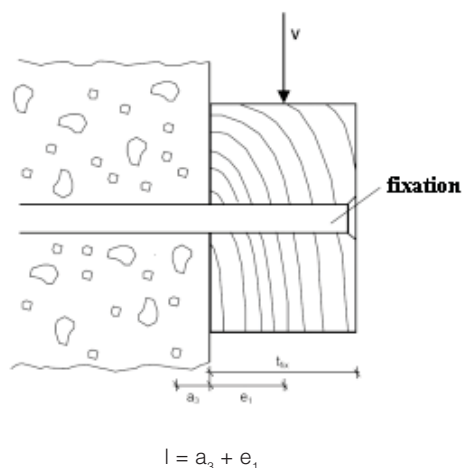
Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{ax,f} = F_{ay,f} = F_{af}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale $F_{ax,f}$ ou $F_{ay,f}$ et du poids G .

Le calcul des sollicitations selon chaque direction d'action sismique se fait comme décrit en *Annexe 4* paragraphe 5.

Dans le cas de fixation directe au support de chevron bois, il est impératif de vérifier le moment de flexion agissant sur la fixation en appliquant la charge V avec un bras de levier l conformément au schéma ci-dessous :



Avec :

- e_1 = distance entre le support et le milieu du chevron = $t_{fix} / 2$ où t_{fix} est l'épaisseur du chevron ;
- a_3 = 0,5 d où d est le diamètre de la fixation.

Chacune des sollicitations obtenues selon chaque direction d'action sismique est à comparer aux valeurs de calcul des chevilles, définies aux paragraphes 8.2.3 et 8.2.4 des « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition Cisma. De la même façon, ces sollicitations sont à comparer aux valeurs de calcul des tirefonds.

2.1.4 Effet des déformations différentielles

Puisque le réseau de chevrons est fractionné au droit de chaque plancher et que les chevilles métalliques ou tirefonds ne créent pas d'encastrement, les chevrons vont pouvoir suivre la déformation en parallélogramme du support, sans engendrer de sollicitation supplémentaire.

2.2 Chevrons fixés directement au support avec liteaux bois

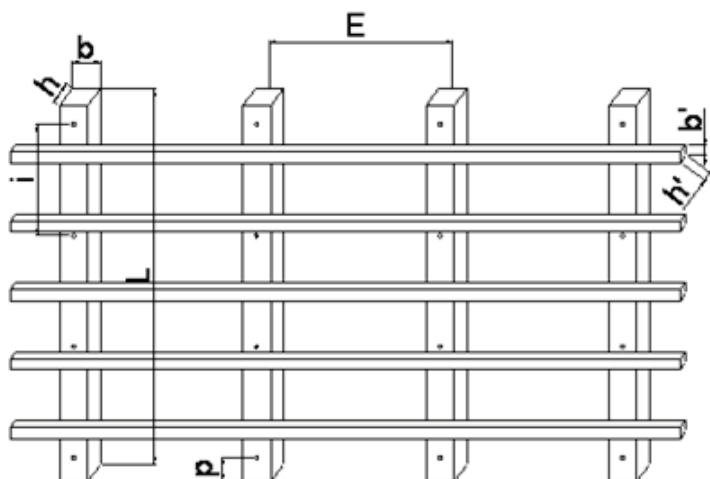
L'ensemble des justifications peut être obtenu par calculs.

2.2.1 Description

Ce paragraphe concerne les systèmes dont l'ossature primaire est constituée d'un réseau de chevrons en bois fixés directement au support par des chevilles métalliques ou des tirefonds.

Sur ce réseau vertical de chevrons, un réseau horizontal de liteaux (*Figure 3*) est fixé à chaque intersection par une seule vis à tête fraisée, positionnée au centre du rectangle de superposition liteau sur chevron.

Le raccordement des liteaux (*Figure 4*) s'effectue par alignement horizontal bout à bout, au droit d'un chevron, avec un joint ouvert de 3 mm.



Nota: Les dispositions pour réaliser la ventilation sont décrites dans l'avis technique du bardage rapporté.

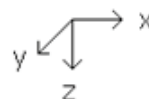


Figure 3 – Ossature bois double réseau chevrons verticaux

De la même façon, le réseau de chevrons peut être horizontal et recevoir un réseau vertical de liteaux : les dispositions spécifiques à ce montage et la réalisation de la ventilation sont décrites dans l'Avis Technique du bardage rapporté.

Les chevrons et les liteaux sont en bois et respectent les hypothèses définies au *paragraphe 1.3*.

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment.

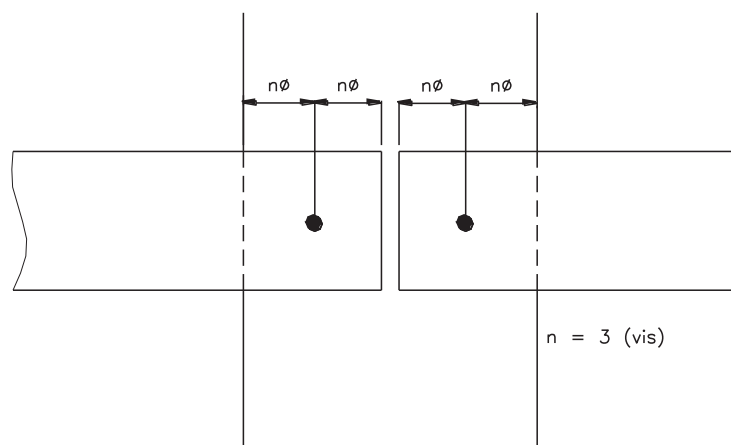


Figure 4 – Raccordement de liteaux sur chevrons

2.2.2 Dispositions constructives

2.2.2.1 Section des chevrons

Les modalités de calcul des chevrons sous les effets des actions sismiques locales sont détaillées en *Annexe 2*. Nous présentons ci-après les dispositions constructives issues de ces calculs.

Sous réserve du respect des prescriptions citées au *paragraphe 1.3* et de la justification des chevilles métalliques ou des tirefonds, les dispositions constructives données dans le *tableau 6* ci-après permettent de résister aux actions sismiques, pour des masses maximales du liteau et de peau de bardage.

Tableau 6 – Dispositions constructives des chevrons pour un entraxe jusqu'à 650 mm

Section minimale des chevrons de classe C18 h x b [mm]	Entraxe des chevilles / [mm]	Masse maximale du liteau et de la peau de bardage reprise par un chevron [kg] ⁽¹⁾
20 x 40	850	150
	1 275	70
40 x 63	850	200
	1 275	200
63 x 75	850	200
	1 275	200
75 x 100	850	200
	1 275	200
1. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.		

2.2.2.2 Section des liteaux

Les modalités de calcul des liteaux sous les effets des actions sismiques locales sont détaillées en *Annexe 3*. Nous présentons ci-après les dispositions constructives issues de ces calculs.

Sous réserve du respect des prescriptions des *paragraphes 1.2.3* et *1.3* et de la justification des chevilles métalliques, des chevrons et des vis de fixation des liteaux sur chevrons, les dispositions constructives données dans le *tableau 7* ci-après permettent au procédé de résister aux actions sismiques pour des masses maximales de peau de bardage.

Tableau 7 – Dispositions constructives des liteaux pour un entraxe de chevrons jusqu'à 650 mm

Section minimale des liteaux de classe C18 h' x b' [mm]	Entraxe des fixations des liteaux aux chevrons [mm] E	Masse maximale de la peau de bardage reprise par un liteau rapportée à un entraxe de chevrons [kg] ⁽¹⁾
14 x 40	400	200
	500	200
	600	150
20 x 30	400	200
	500	200
	600	200
30 x 50	400	200
	500	
	600	
35 x 60	400	200
	500	
	600	
40 x 63	400	200
	500	
	600	

1. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

2.2.3 Justification des organes de fixation des liteaux sur les chevrons

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des fixations du liteau. L'action sismique globale F_{af} appliquée à chaque fixation est :

$$F_{af} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total G repris par chaque fixation est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec :

- m la masse reprise par le liteau en kg ;
- g l'accélération de la pesanteur en m/s² ;
- $K_{aléa}$ un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- γ_I le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- a_{gr} l'accélération nominale au niveau du sol en m/s² ;
- S le paramètre de sol ;
- z le nombre de fixations du liteau sur le chevron ;
- R_a le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de fixations comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de fixations z	2	3	4	≥ 5
R_a	1	1,25	1,1	1,15

Tableau 8 – Dispositions constructives des vis de fixation des liteaux

Diamètre de la vis à bois [mm]	Profondeur d'enfoncement [mm]	Résistance admissible au cisaillement sous effort statique normal [N] ⁽¹⁾	Résistance admissible à l'arrachement sous effort statique normal [N] ⁽¹⁾	Masse maximale du liteau et de la peau de bardage reprise par une vis [kg] ⁽²⁾
3,5	37	530	670	45
	42	570	760	48
	47	600	850	51
	52	630	940	53
4	37	610	940	51
	42	650	870	55
	47	690	970	58
	52	730	1 080	62
5	37	770	960	65
	42	820	1 090	69
	47	860	1 220	72
	52	910	1 350	77

1. Les valeurs admissibles au cisaillement et à l'arrachement sont calculées d'après le *Cahier du CSTB 3316-V2*.

2. L'Avis Technique indique la masse maximale de peau de bardage à prendre en compte en fonction de la masse surfacique et du mode de reprise du poids propre, répartie ou non.

Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{ax,f} = F_{ay,f} = F_{az,f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale, et $F_{ax,f}$ et $F_{ay,f}$ et du poids G .

Le calcul des sollicitations selon chaque direction de l'action sismique se fait comme décrit ci-après.

2.2.3.1 Dans le plan xOz

L'effort en cisaillement sous la combinaison $F_{ax,f}$ et G est égal à : $\sqrt{F_{ax,f}^2 + G^2}$.

2.2.3.2 Dans le plan yOz

La fixation est soumise à une sollicitation simultanée de traction $F_{ay,f}$ et de cisaillement G .

2.2.3.3 Vérification

La vérification de la résistance des organes de fixation est détaillée en *Annexe 1*. Le *tableau 8* ci-après donne un exemple pour quelques modèles de vis.

2.2.4 Justification des organes de fixation au support

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des chevilles ou tirefonds de fixation. L'action sismique globale F_{af} appliquée à chaque cheville est :

$$F_{af} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total G repris par chaque cheville est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec :

- m la masse reprise par le chevron en kg ;
- g l'accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- $K_{aléa}$ un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- γ_I le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- a_{gr} l'accélération nominale au niveau du sol en m/s^2 ;
- S le paramètre de sol ;
- z le nombre de fixations du chevron sur le support ;
- R_a le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de chevilles comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de chevilles z	2	3	4	≥ 5
R_a	1	1,25	1,1	1,15

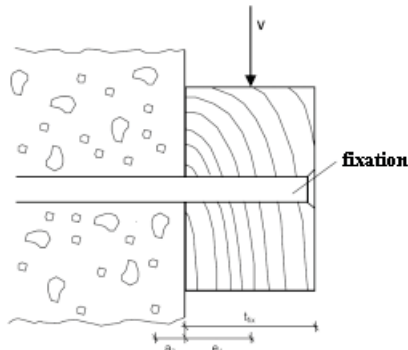
Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = F_{a_f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale $F_{a_{x,f}}$ ou $F_{a_{y,f}}$ et du poids G .

Le calcul des sollicitations selon chaque direction d'action sismique se fait comme décrit en *Annexe 4 paragraphe 5*.

Dans le cas de fixation directe au support de chevron bois, il est impératif de vérifier le moment de flexion agissant sur la fixation en appliquant la charge V avec un bras de levier l conformément au schéma ci-dessous :



$$l = a_3 + e_1$$

Avec :

- e_1 = distance entre le support et le milieu du chevron = $t_{fix} / 2$ où t_{fix} est l'épaisseur du chevron ;
- $a_3 = 0,5 d$ où d est le diamètre de la fixation.

Chacune des sollicitations obtenues selon chaque direction d'action sismique est à comparer aux valeurs de calcul des chevilles, définies aux paragraphes 8.2.3 et 8.2.4 des « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA. De la même façon, ces sollicitations sont à comparer aux valeurs de calcul des tirefonds.

2.2.5 Effets des déformations différentielles

Puisque les réseaux (chevrons et liteaux) sont fractionnés au droit de chaque plancher et que les chevilles métalliques ou tirefonds ne créent pas d'encastrement, le réseau va pouvoir suivre la déformation en parallélogramme du support, sans engendrer des sollicitations supplémentaires.

Les liteaux étant fixés aux chevrons par une seule vis, ceux-ci pourront se mettre en parallélogramme, sans engendrer de contraintes.

Étant donné la faible distance entre les vis au niveau du raccordement des liteaux sur un montant, la déformation différentielle des deux liteaux est négligeable ($< 0,1 \text{ mm}$).

2.3 Ossatures bois ou métalliques fixées au support par pattes équerres

2.3.1 Description

Les chevrons bois ou montants métalliques sont fixés au support par l'intermédiaire de pattes-équerres métalliques de type cornière posées de part et d'autre du chevron ou montant en quinconce ou d'étriers (Figure 5).

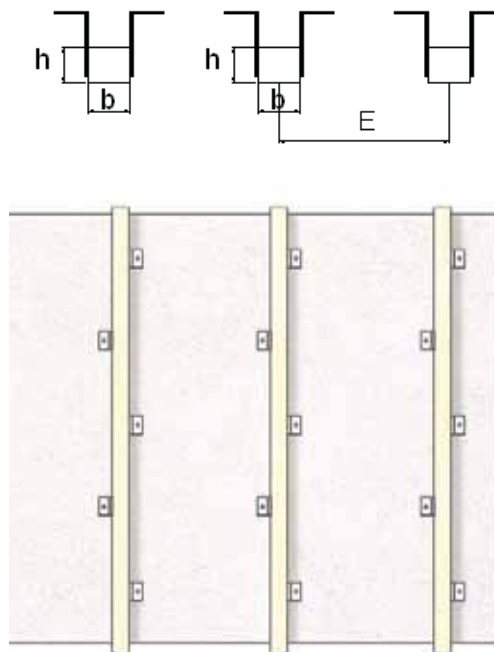


Figure 5 - Ossature bois avec pattes-équerres

Chaque patte-équerre est fixée au support par une cheville métallique.

La fixation de la patte-équerre sur les chevrons bois s'effectue par des vis à bois et/ou tirefonds.

La fixation de la patte-équerre sur les montants métalliques s'effectue par vis autoperceuses ou rivets (minimum 2).

Les chevrons et les montants métalliques respectent les hypothèses définies au paragraphe 1.3.

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment.

2.3.2 Mode de justification

La justification de l'ensemble chevrons/montants et pattes-équerres ou étriers est réalisée par essais dont les modalités sont décrites dans l'*Annexe 7* du présent document.

L'interprétation du résultat d'essai se fait dans le cadre de l'évaluation du système de bardage rapporté (Avis Technique).

La justification de la résistance des chevilles de fixation des pattes-équerres ou étriers est réalisée uniquement par calculs selon le *paragraphe 2.3.3*.

Les ossatures métalliques peuvent être prédimensionnées par calculs suivant les principes donnés en *Annexe 5*.

2.3.3 Justification des organes de fixation au support (chevilles)

Dans le présent paragraphe, les pattes-équerres sont posées symétriquement de part et d'autre du chevron ou montant : étrier, pattes-équerres en quinconce ou double patte-équerre.

On définit la sollicitation de calcul comme la combinaison de l'action sismique globale $F_{a_{x,f}}$ ou $F_{a_{y,f}}$ et du poids total G (chevron ou montant, lisses horizontales, pattes-équerres et peau de bardage) reprise par les fixations considérées.

L'effort sismique F_{a_f} appliqué aux organes de fixation et poids total G sont définis dans les *paragraphes 2.3.3.1* et *2.3.3.2* suivant le type d'ossature.

Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = F_{a_f}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale $F_{a_{x,f}}$ ou $F_{a_{y,f}}$ et du poids G .

2.3.3.1 Ossatures bois ou métalliques de conception bridée

Pour le calcul, on considère une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres. L'ensemble des chevilles sera ensuite dimensionné avec ces sollicitations. En considérant une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres, l'action sismique globale F_{a_f} appliquée à chaque cheville est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Le poids total G repris par chaque cheville de fixation est :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Avec :

- m la masse reprise par le chevron/montant en kg ;
- g l'accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- $K_{aléa}$ un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- γ_I le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- a_{gr} l'accélération nominale au niveau du sol en m/s^2 ;
- S le paramètre de sol ;

- z le nombre de pattes-équerres sur le chevron/montant ;
- R_a le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de pattes-équerres comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de pattes équerres z	2	3	4	≥ 5
R_a	1	1,25	1,1	1,15

2.3.3.2 Ossatures métalliques de conception librement dilatable

Pour le calcul dans les plans xOz et yOz , on considère une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres. L'ensemble des chevilles sera ensuite dimensionné avec ces sollicitations. En considérant une répartition sur l'ensemble des pattes-équerres, l'action sismique globale F_{a_f} appliquée à chaque cheville est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Dans la direction Oz , le poids total G repris par les chevilles de fixation du point fixe est (les points coulissants ne reprenant pas de poids propre) :

$$G = m \cdot g$$

Avec :

- m la masse reprise par le chevron/montant en kg ;
- g l'accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- $K_{aléa}$ un coefficient tenant compte des aléas de répartition des charges dus à la mise en œuvre, égal à 1,5 ;
- γ_I le coefficient d'importance du bâtiment défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 ;
- a_{gr} l'accélération nominale au niveau du sol en m/s^2 ;
- S le paramètre de sol ;
- z le nombre de pattes équerres sur le chevron/montant ;
- R_a le coefficient de « réaction d'appui » dont la valeur est fonction du nombre de pattes-équerres comme défini dans le tableau suivant (d'après les règles de résistance des matériaux) :

Nombre de pattes équerres z	2	3	4	≥ 5
R_a	1	1,25	1,1	1,15

2.3.3.3 Calcul des chevilles

Les différentes formules de calculs des sollicitations dans les chevilles de fixation des pattes-équerres ou étriers sont données en *Annexe 4*.

Les efforts obtenus pour les chevilles de fixation des pattes-équerres posées en quinconce suivant l'*Annexe 4* doivent être divisés par deux pour la pose avec double pattes-équerres.

2.3.3.4 Vérification

Chacune de ces sollicitations est à comparer aux valeurs de calcul des chevilles sous sollicitations de type sismique, définies aux paragraphes 8.2.3 et 8.2.4 des « Règles professionnelles sur le chevillage » de 2011, édition CISMA.

2.4 Montants métalliques fixés directement sur le support avec ou sans lisses horizontales

Les montants sont symétriques, de type Omega ou U par exemple.

La justification des montants et des lisses éventuelles doit être réalisée par essais sauf pour les montants tubulaires à section carrée qui peuvent être justifiés par calcul.

Les chevilles de fixation ou tirefonds des montants seront calculés selon la méthodologie indiquée aux paragraphes 2.1.3 et 2.2.4 « Justification des organes de fixation au support ».

3. Justification de la peau et de ses fixations

Les bardages rapportés maintenus par fixations traversantes d'une hauteur maximale de 0,90 m (hauteur permettant un jeu suffisant pour la mise en parallélogramme) peuvent être justifiés par calculs, pour la pose en zones sismiques, suivant le présent chapitre.

Les autres hauteurs et types de bardages doivent être justifiés par essais suivant les modalités décrites dans l'Annexe 7 du présent document.

La justification de la peau et de ses fixations suppose que l'ossature bois rapportée est justifiée auparavant conformément aux paragraphes 2.1 et 2.2.

Les Avis Techniques indiqueront les dispositions constructives applicables pour respecter les exigences du présent document.

Les panneaux maintenus par fixations traversantes peuvent être justifiés par calculs selon les exemples traités en 3.1 et 3.2.

3.1 Panneaux maintenus par fixations traversantes

On considère, pour les applications numériques, le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance III ($\gamma_I = 1,2$), en zone de sismicité 3 ($a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$) sur un sol de classe B ($S = 1,35$). L'accélération de la gravité g est prise égale à 10 m/s^2 .

3.1.1 Description

Des panneaux plans, d'épaisseur 8 mm, de hauteur $H = 900 \text{ mm}$, de longueur $L = 3000 \text{ mm}$ et de masse surfacique $11,6 \text{ kg/m}^2$ (soit une masse unitaire de 31,3 kg), sont fixés contre les montants d'ossature décrits au paragraphe 2.1, par vis traversantes $\varnothing 4,8 \times 38 \text{ mm}$ et d'entraxe 430 mm (Figure 6).

Le diamètre des trous prépercés dans les panneaux est de 8 mm (jeu de 3 mm entre le corps de vis et le panneau) sauf en un point situé en partie centrale où il n'est que de 5 mm.

Les panneaux ne pontent pas les jonctions de chevrons, au droit des planchers.

Le panneau présente un module d'élasticité $E = 8\,000 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$.

Nota : les valeurs ci-dessus ne sont données qu'à titre indicatif en vue des applications numériques.

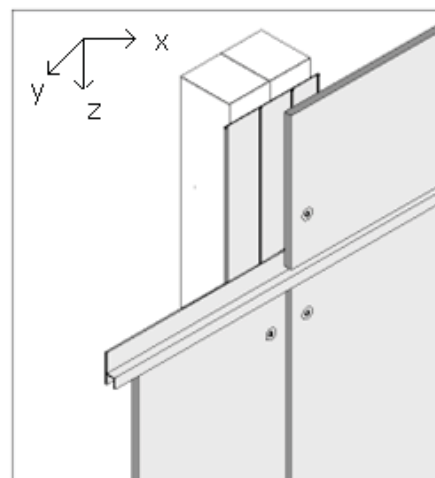


Figure 6 – Panneaux maintenus par fixations traversantes

3.1.2 Effet des actions sismiques locales

3.1.2.1 Sur la peau de bardage

L'effort sismique F_a appliqué à la peau est :

$$F_a = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m$$

où m est la masse d'un panneau de bardage.

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_a = F_{ax} = F_{ay}$$

$$G = m \cdot g$$

• Dans le plan xOz

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique F_{ax} et du poids G . Sous ces sollicitations, on vérifie le panneau vis-à-vis du risque de flambement.

Principe :

On considère la partie du panneau, délimitée par quatre fixations voisines aux chevrons (Figure 7), de dimensions $a = 600 \text{ mm}$ et $b = 430 \text{ mm}$. Les quatre côtés sont considérés simplement appuyés du fait de la continuité du panneau au-delà des limites de la partie considérée.

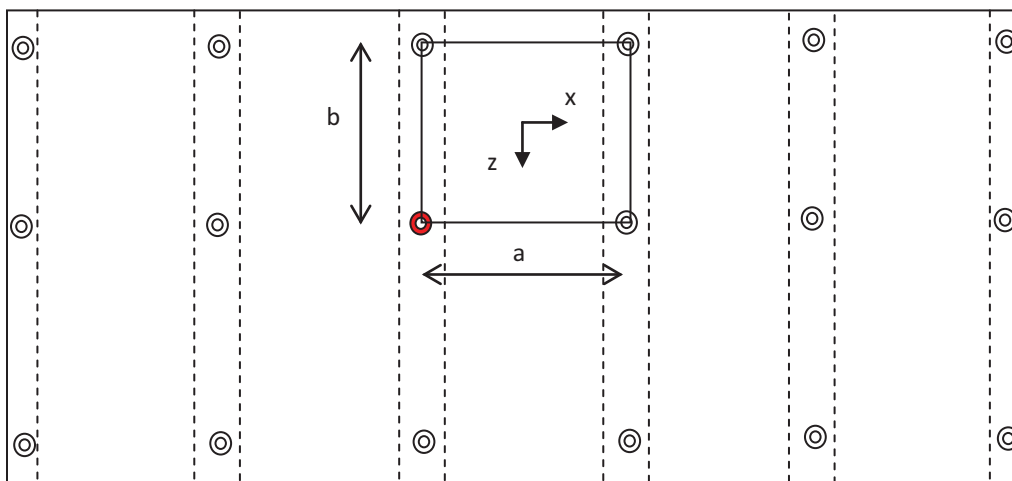


Figure 7 – Position des fixations

La force critique par unité de longueur $N_{x_{cr}}$ et le poids par unité de longueur de l'élément considéré N_z répondent à l'équation suivante :

$$N_{x_{cr}} \cdot \frac{\pi^2}{a^2} + N_z \cdot \frac{\pi^2}{b^2} = D \cdot \left(\frac{\pi^2}{a^2} + \frac{\pi^2}{b^2} \right)^2$$

où

$$D = \frac{E \cdot e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

et

$$N_z = \frac{a \cdot b \cdot m_s \cdot g}{a} = b \cdot m_s \cdot g$$

Avec :

- m_s la masse surfacique de la peau de bardage en kg/m^2 ;
- e l'épaisseur de la peau de bardage en mm ;
- E le module d'élasticité de la peau de bardage en MPa ;
- ν le coefficient de Poisson.

Application numérique

N_z est le poids de l'élément considéré par unité de longueur :

$$N_z = b \cdot m_s \cdot g = 0,43 \times 11,6 \times 10 = 50 \text{ N/m} = 0,05 \text{ N/mm}$$

$N_{x_{cr}}$ est une force par unité de longueur, donc

$$D = \frac{E \cdot e^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{8000 \times 8^3}{12 \times (1 - 0,32^2)} = 375092 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$N_{x_{cr}} \times \frac{\pi^2}{600^2} + 0,05 \times \frac{\pi^2}{430^2} = 375092 \times \left(\frac{\pi^2}{600^2} + \frac{\pi^2}{430^2} \right)^2$$

Il en résulte :

$$N_{x_{cr}} = 89 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \text{ (force critique par unité de longueur)}$$

La force critique totale est égale à :

$$N_{x_{cr}} \cdot b = 89 \times 430 = 38362 \text{ N} \gg F_{a_x}$$

En conclusion, pour la configuration examinée, il n'y a pas de risque de flambement dans le plan xOz .

- Dans le plan yOz

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique F_{ay} et du poids G .

L'action sismique F_{ay} combinée à celle du poids de l'élément représente un cas de chargement similaire au chargement dû au vent. La valeur de la charge répartie correspondant à l'action sismique F_{ay} est :

$$p = \frac{F_{ay}}{H.L}$$

où H et L représentent la hauteur et la longueur des panneaux de bardage.

Cette valeur p est à comparer à une valeur résistante sous vent extrême, ou $p/1,75$ est à comparer à la valeur admissible sous vent normal, en pression et en dépression, du système, qui est donnée dans l'Avis Technique.

3.1.2.2 Sur les fixations de la peau

L'effort sismique F_{af} appliqué aux organes de fixation est :

$$F_{af} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot K_{aléa} \cdot \frac{m}{2}$$

Où m est la masse reprise par l'organe de fixation considéré.

On considère le cas où deux fixations reprennent le poids du panneau. Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{ax,f} = F_{ay,f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot K_{aléa} \cdot \frac{m}{2}$$

Le poids repris par une fixation est égal à :

$$G = \frac{m}{2} \cdot g$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale $F_{ax,f}$ ou $F_{ay,f}$ et du poids G .

- Dans le plan xOz

L'effort en cisaillement sous la combinaison $F_{ax,f}$ et G est égal à :

$$\sqrt{F_{ax,f}^2 + G^2}$$

- Dans le plan yOz

On doit vérifier la vis sous la sollicitation simultanée de traction $F_{ay,f}$ et de cisaillement G .

- Vérification des fixations des panneaux

La vérification de la résistance est détaillée en *Annexe 1*.

3.1.3 Effet des déformations différentielles

Considérant un jeu de 3 mm entre le corps de fixation et le panneau, la déformation des chevrons n'a pas d'incidence sur les panneaux de hauteur 900 mm.

3.2 Panneaux maintenus en rive haute par des fixations traversantes sur des liteaux horizontaux et emboîtés en rive basse

On considère, pour les applications numériques, le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance III ($\gamma_I = 1,2$), en zone de sismicité 3 ($a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$) sur un sol de classe B ($S = 1,35$). L'accélération de la gravité g est prise égale à 10 m/s^2 .

3.2.1 Description

La peau de bardage est constituée de panneaux de dimensions ($H \times L$) 600 x 600 mm, d'épaisseur 7 mm et de masse surfacique 20 kg/m^2 . La rive haute des panneaux est fixée aux liteaux (ossature décrite au *paragraphe 2.2.1*) par 3 vis $\varnothing 4,8 \times 38 \text{ mm}$ à tête plate $\varnothing 12 \text{ mm}$, une à chaque extrémité et une en milieu de rive. La rive basse est emboîtée sur la rive haute du panneau situé en dessous (*Figure 8*).

Un jeu est toujours ménagé en partie basse des éléments, dans l'emboîtement. Ce jeu est conservé au niveau des points singuliers des façades.

Les plaques ne pontent pas les jonctions de chevrons au droit des planchers.

Nota : les valeurs ne sont données qu'à titre indicatif afin de présenter des applications numériques.

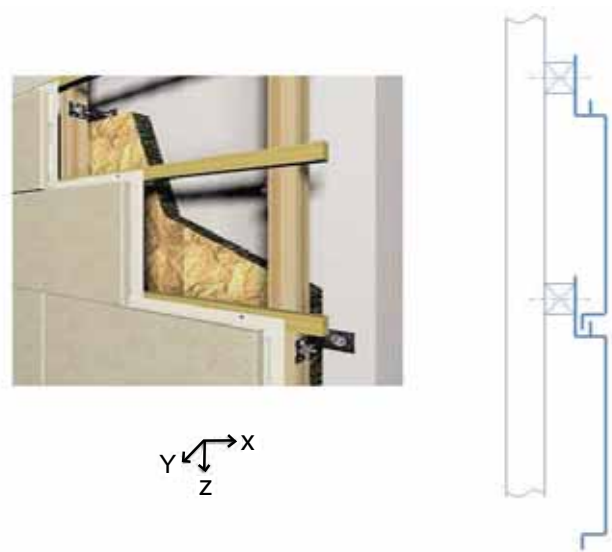


Figure 8 – Panneaux emboîtés en rive basse et fixés en rive haute

3.2.2 Effets des actions sismiques locales

3.2.2.1 Sur la peau

L'effort sismique F_a appliqué à la peau est :

$$F_a = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m$$

où m est la masse d'un panneau de bardage.

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_a = F_{a_x} = F_{a_y}$$

$$G = m \cdot g$$

- Dans le plan xOz

On considère que seules deux fixations reprennent la masse d'un panneau.

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique F_{a_x} et du poids G .

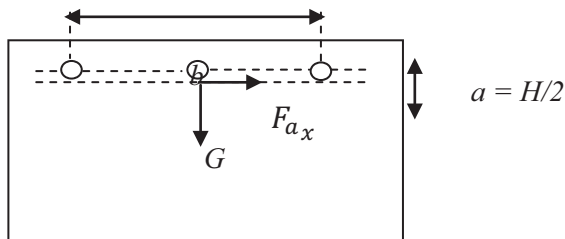


Figure 9 – Position des fixations

Il faut vérifier que le panneau résiste à un effort de cisaillement :

$$V = \sqrt{\left(\frac{G}{2} + F_{a_x} \cdot \frac{a}{b}\right)^2 + \left(\frac{F_{a_x}}{2}\right)^2}$$

La résistance admissible du panneau au cisaillement est donnée dans les Avis Techniques.

- Dans le plan yOz

La sollicitation à considérer est la combinaison de l'action sismique F_{a_y} et du poids G .

L'action sismique F_{a_y} combinée à celle du poids de l'élément représente un cas de chargement similaire au chargement dû au vent. La valeur de la pression correspondant à l'action sismique F_{a_y} est :

$$p = \frac{F_{a_y}}{H \cdot L}$$

Cette valeur p est à comparer à une valeur de vent extrême où $p/1,75$ est à comparer à la valeur admissible sous vent normal en pression et en dépression du système, qui est donnée dans l'Avis Technique.

3.2.2.2 Sur les fixations de la peau

L'effort F_{a_f} appliqué aux organes de fixation est :

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot K_{aléa} \cdot \frac{m}{2}$$

où m est la masse reprise par l'organe de fixation considéré. On considère le cas où deux fixations reprennent le poids du panneau.

Il en résulte les efforts sismiques à considérer :

$$F_{a_f} = F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}}$$

Le poids repris par une fixation est :

$$G = \frac{m}{2} \cdot g$$

- Dans le plan xOz

L'effort en cisaillement sous la combinaison $F_{a_{x,f}}$ et G est égal à :

$$\sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2}$$

- Dans le plan yOz

On doit vérifier la fixation sous la sollicitation simultanée de traction $F_{a_{y,f}}$ et de cisaillement G .

- Vérification des fixations des panneaux

La vérification de la résistance est détaillée en Annexe 1.

3.2.3 Effets des déformations différentielles

Si les dispositions constructives de l'ossature bois permettent une libre déformation des liteaux et des chevrons, à la suite de la mise en parallélogramme de l'ossature, le rapprochement entre deux liteaux successifs est négligeable.

Le jeu en rive basse des éléments permet d'absorber ce rapprochement. Il n'y a donc pas de dispositions constructives particulières à prendre.

Les éléments vont, en partie haute, suivre les liteaux et, en partie basse, coulisser dans les éléments adjacents.

Annexe 1 : Justification des vis à bois

1. Sollicitation en traction

Soit F_{f1} la sollicitation en traction sur la vis, il faut vérifier que la résistance de calcul en arrachement de la vis du support est supérieure à F_{f1} .

Cette résistance de calcul est prise égale à la résistance caractéristique P_k (donnée dans les fiches techniques des fixations), obtenue selon la norme P30-310, affectée d'un coefficient de sécurité de 2.

$$F_{f1} \leq \frac{P_k}{2}$$

2. Sollicitation en cisaillement

Soit F_{f2} la sollicitation en cisaillement sur la vis, il faut vérifier que la résistance de calcul en cisaillement de la vis dans le support est supérieure à F_{f2} .

Cette résistance de calcul est prise égale à la résistance [daN] en cisaillement par fendage du bois égale à $80 \cdot d \cdot \sqrt{e}$ avec d [cm] le diamètre nominal du corps de la vis et e [cm] la profondeur d'enfoncement (cette formule n'est valable que si les distances au bord respectent les prescriptions des paragraphes 2.1.3 et 2.2.4.2.2 du *Cahier du CSTB 3316-V2*).

$$F_{f2} \leq 80 \cdot d \cdot \sqrt{e}$$

3. Sollicitation combinée en traction et en cisaillement

Il faut vérifier qu'il n'y a pas arrachement sous les efforts suivants, par vérification de la formule :

$$\beta_N^2 + \beta_Y^2 \leq 1$$

Avec :

- β_N pris égal à la sollicitation en traction F_{f1} divisée par la résistance de calcul en arrachement de la vis (cf. *paragraphe 1*) ;
- β_Y pris égal à la sollicitation en cisaillement F_{f2} divisée par la résistance de calcul en cisaillement de la vis (cf. *paragraphe 2*).

Annexe 2 : Exemple de justification d'un chevron fixé directement au gros-œuvre sous les actions sismiques

1. Description

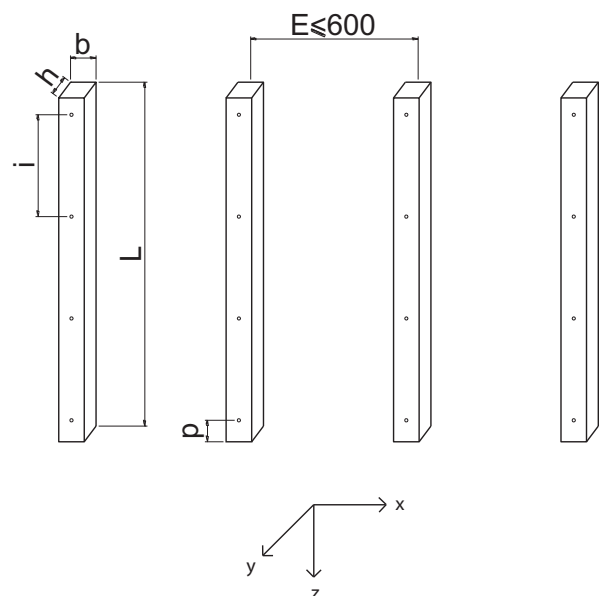
L'exemple présente une ossature de chevrons en bois de classe C18 selon la norme NF EN 338, de masse volumique caractéristique à 18 % d'humidité de 380 kg/m^3 (soit une masse unitaire de 5,10 kg) et présentant, selon la norme NF P21-400, les caractéristiques suivantes :

- contraintes admissibles :
 - flexion : $\sigma_f = 8,0 \text{ N/mm}^2$,
 - traction axiale $\sigma = 5,0 \text{ N/mm}^2$,
 - traction perpendiculaire : $\sigma_t = 0,13 \text{ N/mm}^2$,
 - compression axiale : $\sigma' = 8,5 \text{ N/mm}^2$,
 - compression perpendiculaire : $\sigma'_t = 2,1 \text{ N/mm}^2$,
 - cisaillement : $\tau = 0,9 \text{ N/mm}^2$;
- module :
 - axial : $E = 8\,000 \text{ N/mm}^2$,
 - cisaillement : $G = 500 \text{ N/mm}^2$.

L'ossature est fractionnée à chaque plancher du bâtiment (tous les 2 700 mm).

Pour les applications numériques, les chevrons sont de longueur $L = 2,70 \text{ m}$ et de section $b \times h = 75 \times 63 \text{ mm}$, espacés de 600 mm, fixés directement au support par 4 chevilles métalliques (ou tirefonds pour la pose sur MOB) d'entraxe $l = 850 \text{ mm}$ (porte-à-faux du chevron par rapport à la dernière cheville de 75 mm). La masse de la peau reprise par un chevron est prise égale à 31,32 kg.

On considère, pour les applications numériques, le cas d'un bâtiment de catégorie d'importance III ($\gamma_I = 1,2$) situé en zone de sismicité 3 ($a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2 = 3,5 \text{ m/s}^2$) sur un sol de classe B ($S = 1,35$). L'accélération de la gravité g est prise égale à 10 m/s^2 .



2. Effets des actions sismiques locales sur les chevrons

L'effort sismique F_a appliqué aux chevrons est égal à :

$$F_a = 2,75 \times 1,2 \times 1,35 \times 1,1 \times m = 4,9 \times m$$

où m est la masse d'un chevron et de la peau de bardage qu'il reprend.

$$m = 380 \times 0,063 \times 0,075 \times 2,7 + 31,32 = 36,2 \text{ kg}$$

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_{ax} = F_{ay} = 4,9 \times 36,2 = 177 \text{ N}$$

$$G = 36,2 \times 10 = 362 \text{ N}$$

2.1 Dans les plans xOz et yOz

Dans le plan de la façade (xOz) et dans le plan perpendiculaire à la façade (yOz), la résistance du chevron peut être déterminée par calcul de résistance des matériaux, en considérant une poutre de longueur $L = 2,7 \text{ m}$ sur 4 appuis rotulés (distance entre appuis $l = 850 \text{ mm}$) sous une sollicitation composée, due à la charge permanente G et une charge uniformément répartie p égale à :

$$p = \frac{F_{ax} \text{ (ou } F_{ay})}{L}$$

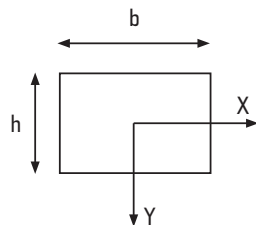
2.2.1 Vérification en flexion

Le moment fléchissant maximal est déterminé comme suit :

$$M_f^{xOz} = M_f^{yOz} = \frac{p \cdot l^2}{12,5}$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$



On vérifie que les contraintes de flexion composées σ_V^{xOz} et σ_V^{yOz} , induites dans le chevron par la combinaison des actions sismiques F_{ax} ou F_{ay} et du poids G (du chevron et de la peau), sont inférieures à la contrainte admissible en flexion du bois σ_f .

$$\sigma_V^{xOz} = \sigma^G + \sigma_Z^{xOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b}{2}$$

$$\sigma_V^{yOz} = \sigma^G + \sigma_Z^{yOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{yOz}}{I_x} \cdot \frac{h}{2}$$

Application numérique

Comme déterminé précédemment :

$$F_{ax} = F_{ay} = 177 \text{ N}$$

$$p = \frac{F_{ax} \text{ (ou } F_{ay})}{L} = \frac{177}{2700} = 65 \cdot 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Le moment fléchissant maximal est calculé à partir des valeurs suivantes :

– $l = 850 \text{ mm}$ (entraxe des chevilles)

– $b = 75 \text{ mm}$

– $h = 63 \text{ mm}$

$$M_f^{xOz} = M_f^{yOz} = \frac{p \cdot l^2}{12,5} = \frac{65 \cdot 10^{-3} \cdot 850^2}{12,5} = 3794 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 2214844 \text{ mm}^4$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1562794 \text{ mm}^4$$

Les contraintes de flexion composées sont égales à :

$$\sigma_V^{xOz} = \sigma^G + \sigma_Z^{xOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b}{2} = \frac{362}{63 \cdot 75} + \frac{3794}{2214844} \cdot \frac{75}{2} = 0,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_V^{yOz} = \sigma^G + \sigma_Z^{yOz} = \frac{G}{b \cdot h} + \frac{M_f^{yOz}}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{362}{63 \cdot 75} + \frac{3794}{1562794} \cdot \frac{63}{2} = 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

σ_f = contrainte admissible en flexion pour le bois de classe **C18** = **8,0 N/mm²**

Comme σ_V^{xOz} et σ_V^{yOz} sont inférieures à σ_f , il n'y a pas de risque de rupture du bois.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre des trous préperçés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de préperçage des chevrons.

2.2.2 Vérification de la flèche

La flèche du chevron due à l'action F_{ax} (ou F_{ay}) est déterminée selon la théorie des poutres par application des formules suivantes (pour 4 appuis) :

$$f = \frac{p \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

- p l'effort uniformément réparti en N/mm ;
- l la distance entre fixations en mm ;
- E le module d'élasticité en MPa ;
- I l'inertie de la section du montant en mm⁴.

Application numérique

- Selon l'axe Ox

$$p = \frac{F_{ax}}{L} = \frac{177}{2700} = 65 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}$$

- $l = 850 \text{ mm}$ (entraxe des chevilles)
- $E = 8000 \text{ N/mm}^2$
- $I = I_y = 2214844 \text{ mm}^4$

Il en résulte :

$$f = \frac{p \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I} = \frac{0,065 \times 850^4}{185 \times 8000 \times 2214844} = 0,01 \text{ mm}$$

- Selon l'axe Oy

$$p = \frac{F_{ay}}{L} = \frac{177}{2700} = 65 \cdot 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

- $l = 850 \text{ mm}$ (entraxe des chevilles)
- $E = 8000 \text{ N/mm}^2$
- $I = I_y = 1562794 \text{ mm}^4$

Il en résulte :

$$f = \frac{p \cdot l^4}{185 \cdot E \cdot I} = \frac{0,065 \times 850^4}{185 \times 8000 \times 1562794} = 0,015 \text{ mm}$$

Cette valeur de flèche est à comparer à la flèche admissible définie par le système.

Annexe 3 : Exemple de justification d'un liteau bois horizontal rapporté sur des chevrons verticaux

1. Description

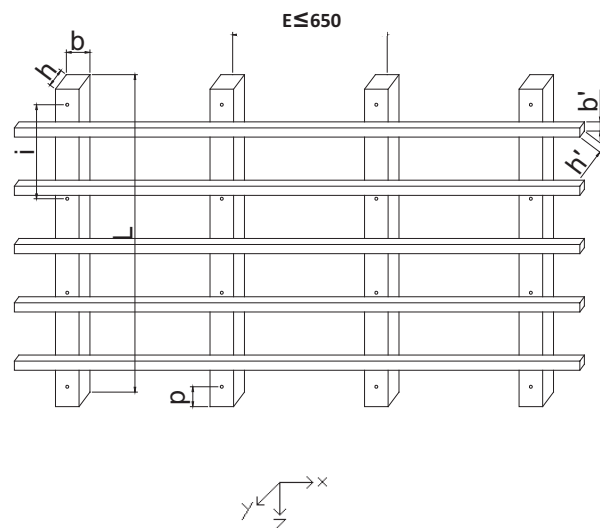
L'exemple présente une ossature de chevrons bois de longueur $L = 2,70 \text{ m}$ et de section $b \times h = 63 \times 40 \text{ mm}$, espacés de 650 mm , fixés directement au support, par 4 chevilles métalliques d'entraxe 850 mm (porte-à-faux du chevron par rapport à la dernière cheville de 75 mm).

Sur ce réseau vertical de chevrons est fixé un réseau horizontal de liteaux de longueur 3 m et de section $(b' \times h')$ $50 \times 30 \text{ mm}$, espacés de 420 mm . Ils sont fixés aux chevrons à chaque intersection par une seule vis $\varnothing 5 \times 70 \text{ mm}$ à tête fraisée $\varnothing 12 \text{ mm}$, positionnée au centre du rectangle de superposition liteau sur chevron.

Le raccordement des liteaux s'effectue par alignement horizontal bout à bout, au droit d'un chevron, avec un jeu de 3 mm .

Les chevrons et les liteaux sont en bois de classement mécanique correspondant à la classe C18 selon la norme NF EN 338, de masse volumique caractéristique à 18% de 380 kg/m^3 .

L'ossature et la peau de bardage sont fractionnées à chaque plancher du bâtiment (tous les $2,70 \text{ m}$).



2. Effets des actions sismiques locales sur les liteaux

L'effort F_a appliqué aux liteaux est égal à :

$$F_a = 2,75 \times 1,2 \times 1,35 \times 1,1 \times m = 4,9 \times m$$

où m est la masse d'un liteau et de la peau de bardage qu'il reprend.

$$m = 380 \times 0,05 \times 0,03 \times 3 + 3 \times 0,9 \times 11,6 = 33 \text{ kg}$$

Les actions suivantes sont obtenues :

$$F_{ax} = F_{ay} = 4,9 \times 33 = 162 \text{ N}$$

$$G = 33 \times 10 = 330 \text{ N}$$

2.1 Dans le plan xOz

On vérifie à la fois le risque de flambement du liteau sous l'action sismique F_{ax} , mais aussi la contrainte de flexion composée σ_V^{xOz} induite dans le liteau par la combinaison de l'action sismique F_{ax} et du poids G (du liteau et de la peau).

La charge critique de flambement du liteau est calculée avec la formule d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_f^2}$$

Pour éviter le risque de flambement, il faut vérifier que F_{ax} est inférieure à N_{cr} . Pour un liteau en bois de classe C18, la valeur de la charge critique N_{cr} est donnée dans le tableau suivant :

Section du liteau [mm]	I [mm ⁴]	Entraxe de fixation du liteau [mm]	Charge critique N_{cr} [N]
14 x 40	9146	400	4 509
		500	2 886
		600	2 004
20 x 30	20 000	400	9 860
		500	6 310
		600	4 382
30 x 50	112 500	400	55 460
		500	35 495
		600	24 649
35 x 60	214 375	400	105 683
		500	67 637
		600	46 970
40 x 63	336 000	400	165 641
		500	106 010
		600	73 618

La contrainte de flexion composée est donnée par :

$$\sigma_V^{xOz} = \frac{F_{ax}}{b' \cdot h'} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2}$$

Il faut vérifier que la contrainte en flexion composée σ_V^{xOz} est inférieure à la contrainte admissible en flexion du bois σ_f .

Application numérique

Comme déterminé précédemment :

$$F_{ax} = 162 \text{ N}$$

- Vérification du risque de flambement

La force axiale S_x dans le liteau est égale à $F_{ax} = 162 \text{ N}$.

Pour le liteau de section 30 x 50 mm, de longueur 3 m, fixé sur 6 chevrons d'entraxe 600 mm, la charge critique est :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_f^2} = 24649 \text{ N}$$

$$N_{cr} \gg S_x$$

$N_{cr} \gg S_x$, donc il n'y a pas de risque de flambement.

- Vérification de la contrainte de flexion composée

Le moment fléchissant maximal M_f^{xOz} est calculé à partir des valeurs suivantes :

– $l = 600 \text{ mm}$ (entraxe des fixations sur les chevrons)

– $b' = 50 \text{ mm}$

– $h' = 30 \text{ mm}$

$$M_f^{xOz} = \frac{G/L}{9,5} \cdot l^2 = \frac{330/3000}{9,5} \times 600^2 = 4168 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$I_y = \frac{h' \cdot b'^3}{12} = 312500 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{h' \cdot b'^3}{12} = 112500 \text{ mm}^4$$

La contrainte de flexion composée est égale à :

$$\sigma_V^{xOz} = \frac{F_{ax}}{b' \cdot h'} + \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2} = \frac{162}{50 \times 30} + \frac{4168}{312500} \times \frac{50}{2} = 0,44 \text{ N/mm}^2$$

σ_f = contrainte admissible en flexion pour le bois de classe C18 = **8,0 N/mm²**

Comme σ_V^{xOz} est inférieure à σ_f , il n'y a pas de risque de rupture du bois.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre des trous préperçés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de préperçage des chevrons.

2.2 Dans le plan yOz

Dans le plan perpendiculaire à la façade (yOz), la résistance du liteau peut être déterminée par calcul de résistance des matériaux, en considérant une poutre de longueur $L = 3,0$ m sur 6 appuis rotulés (distance entre appuis $l = 600$ mm) sous une sollicitation composée, due à la charge permanente G et à l'action sismique F_{ay} .

2.2.1 Vérification en flexion

Le moment fléchissant maximal est déterminé comme suit :

$$M_f^{xOz} = \frac{G/L \cdot l^2}{9,5}$$

$$M_f^{xOy} = \frac{F_{ay}/L \cdot l^2}{9,5}$$

On vérifie que la contrainte de flexion composée σ_V^{yOz} , induite dans le liteau par la combinaison des actions sismiques F_{ay} et du poids G (du liteau et de la peau), est inférieure à la contrainte admissible en flexion du bois σ_f .

$$\sigma_V^{yOz} = \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2} + \frac{M_f^{xOy}}{I_z} \cdot \frac{h'}{2}$$

Application numérique

Comme déterminé précédemment :

$$F_{ax} = 162 \text{ N}, G = 330 \text{ N}$$

Le moment fléchissant maximal est calculé à partir des valeurs suivantes :

- $l = 600 \text{ mm}$ (entraxe des fixations sur les chevrons)
- $b' = 50 \text{ mm}$
- $h' = 30 \text{ mm}$

$$M_f^{xOy} = \frac{F_{ay}/L \cdot l^2}{9,5} = \frac{162/3000 \times 600^2}{9,5} = 2046 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_f^{xOz} = \frac{G/L \cdot l^2}{9,5} = \frac{330/3000 \times 600^2}{9,5} = 4168 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Les contraintes de flexion composées sont égales à :

$$\sigma_V^{yOz} = \frac{M_f^{xOz}}{I_y} \cdot \frac{b'}{2} + \frac{M_f^{xOy}}{I_z} \cdot \frac{h'}{2} = \frac{4168}{312500} \cdot \frac{50}{2} + \frac{2046}{112500} \cdot \frac{30}{2} = 0,61 \text{ N/mm}^2$$

σ_f = contrainte admissible en flexion pour le bois de classe **C18** = **8,0 N/mm²**

Comme σ_V^{yOz} est inférieure à σ_f , il n'y a pas de risque de rupture du bois.

Par ailleurs, pour éviter tout risque de fendage du bois au droit des chevilles de fixation, les dispositions ci-après doivent être respectées :

- la distance au bord du chevron doit être conforme à l'article 2.2.4.2.1 « Dimensions et nombre des trous préperçés » du *Cahier du CSTB 3316-V2* ;
- les chevilles doivent être munies d'une collerette ou d'une rondelle métallique, de diamètre 6 mm plus grand que le diamètre de préperçage des chevrons.

2.2.2 Vérification de la flèche

La flèche du liteau due à l'action F_{a_y} est déterminée selon la théorie des poutres par application des formules suivantes :

- 5 appuis

$$f = 0,485 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

- 6 appuis

$$f = 0,495 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

- 7 appuis

$$f = 0,490 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot I}$$

Avec :

- p l'effort uniformément réparti en N/mm ;
- l la distance entre fixations en mm ;
- E le module d'élasticité en MPa ;
- I l'inertie de la section du liteau en mm⁴.

Application numérique

Selon l'axe Oy

$$p = \frac{F_{a_y}}{L} = \frac{162}{3000} = 0,054 \text{ N/mm}$$

- $l = 600 \text{ mm}$ (entraxe des chevilles)
- $E = 8000 \text{ N/mm}^2$
- $I = I_y = 112500 \text{ mm}^4$

Il en résulte :

$$f = 0,495 \times \frac{5}{384} \times \frac{\frac{162}{3000} \cdot 600^4}{8000 \times 112500} = 0,05 \text{ mm}$$

Cette valeur de flèche est à comparer à la flèche admissible du système.

3. Justification des organes de fixation des liteaux sur des chevrons

On suppose une répartition des charges sur l'ensemble des fixations en considérant une masse $m = 33 \text{ kg}$ et des liteaux fixés par 4 chevilles sur les chevrons.

$$F_{a_f} = 2,75 \cdot \gamma_I \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z}$$

Il en résulte les actions sismiques suivantes :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = 2,75 \times 1,2 \times 1,35 \times 1,1 \times 33 \times 1,5 \times \frac{1,1}{4} = 66 \text{ N}$$

Le poids réparti sur chaque fixation est égal à :

$$G = m \cdot g \cdot K_{aléa} \cdot \frac{R_a}{z} = 134 \text{ N}$$

La sollicitation de calcul est la combinaison de l'action sismique globale $F_{a_{x,f}}$ ou $F_{a_{y,f}}$ et du poids G .

3.1 Dans le plan xOz

L'effort en cisaillement sous la combinaison S'_{x_f} et G est :

$$\sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2} = \sqrt{66^2 + 134^2} = 149 \text{ N}$$

3.2 Dans le plan yOz

La vis est soumise à une sollicitation simultanée de traction $F_{a_{y,f}} = 66 \text{ N}$ et de cisaillement $G = 134 \text{ N}$

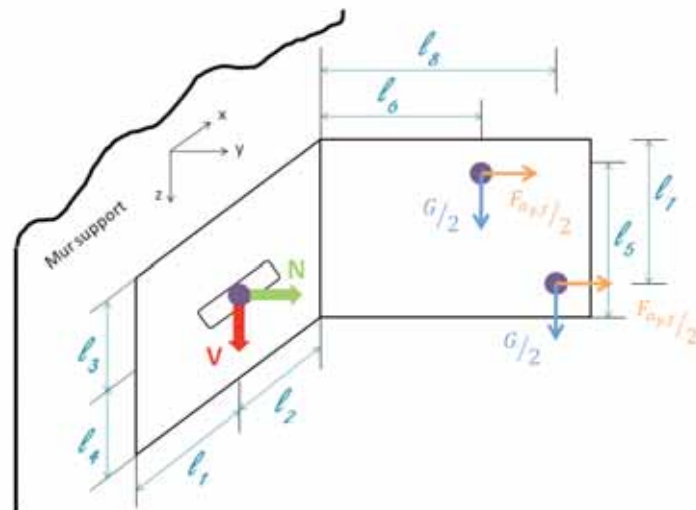
Annexe 4 : Principe de calcul des sollicitations sismiques dans les chevilles de fixation au support en fonction des différentes configurations (pattes-équerres, étriers et fixation directe)

Les types 1, 2 et 3 se distinguent par la position relative des deux fixations aux montants.

1. Fixation par pattes-équerres – Type 1

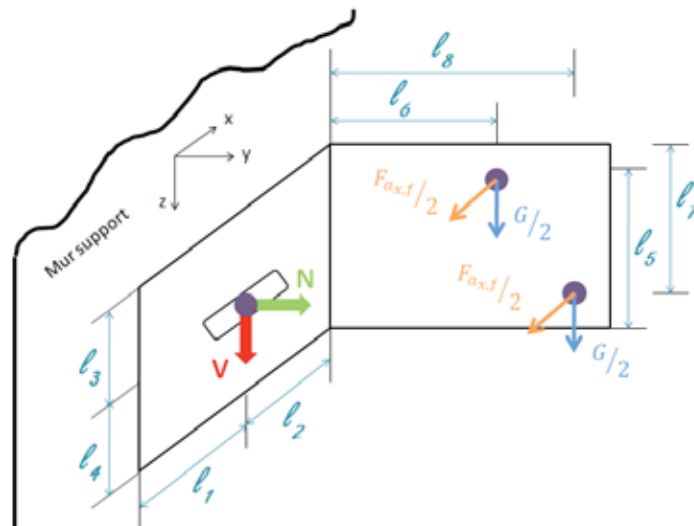
Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec pose des pattes-équerres posées en quinconce.

Plan yOz



$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a,y,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{a,y,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{a,y,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = G$$

Plan xOz

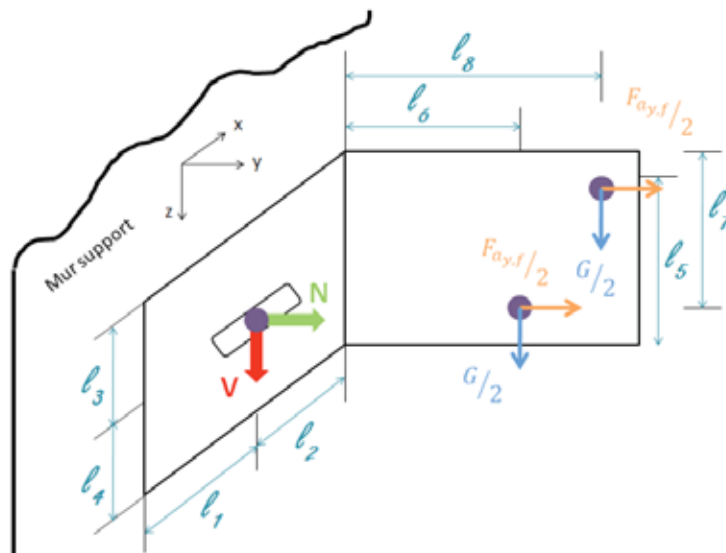


$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f}/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

2. Fixation par pattes-équerres – Type 2

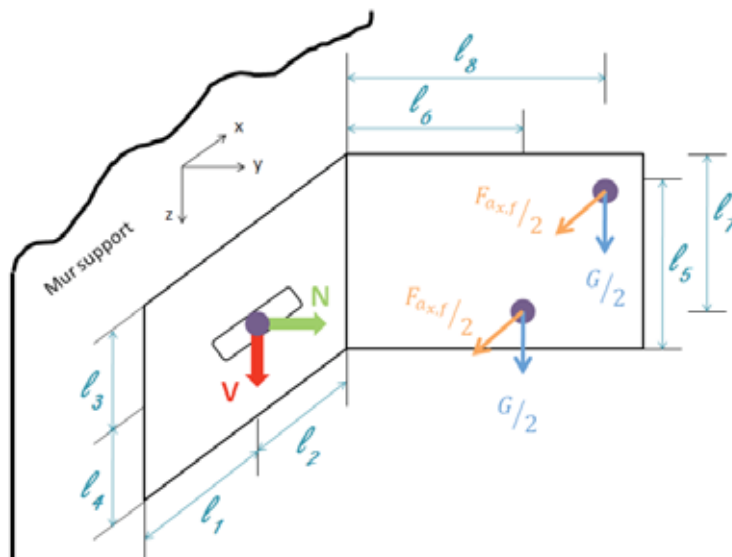
Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec pose des pattes-équerres en quinconce

Plan yOz



$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{ay,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = G$$

Plan xOz



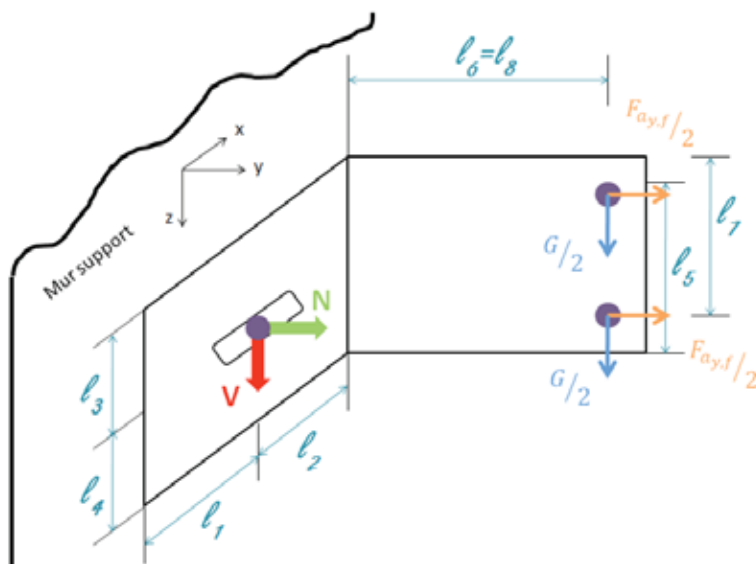
$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f}/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

3. Fixation par pattes-équerres – Type 3 (sur ossature métallique uniquement)

Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec pose des pattes-équerres posées en quinconce.

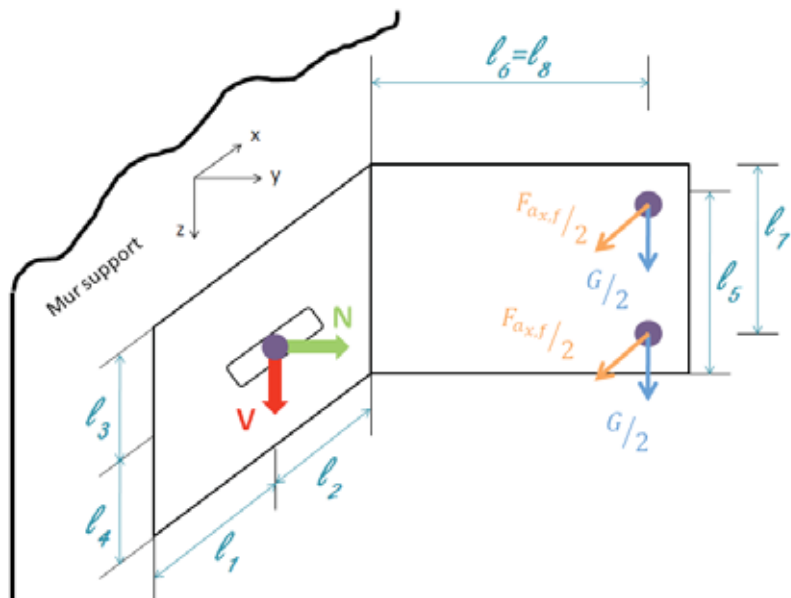
Plan yOz



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{ay,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = G$$

Plan xOz



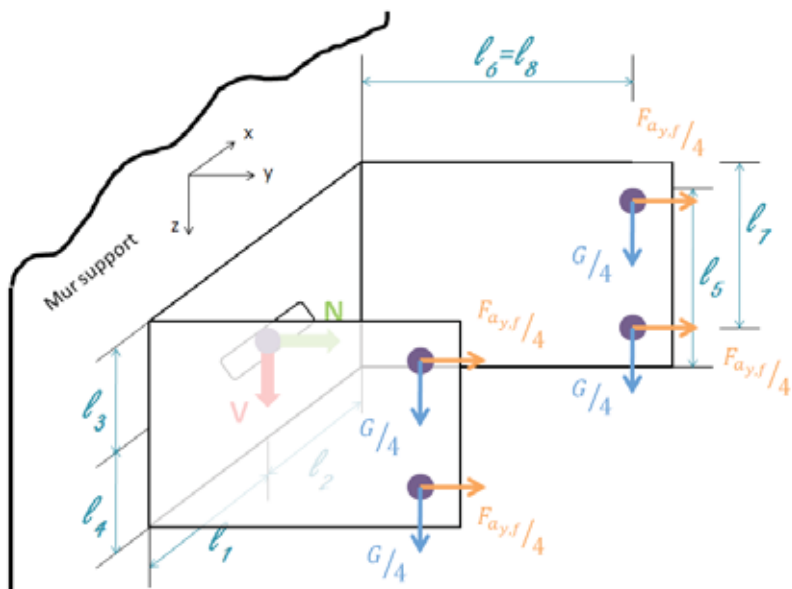
$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

4. Fixation par étriers

Principe appliqué à une conception d'ossature bridée avec étriers.

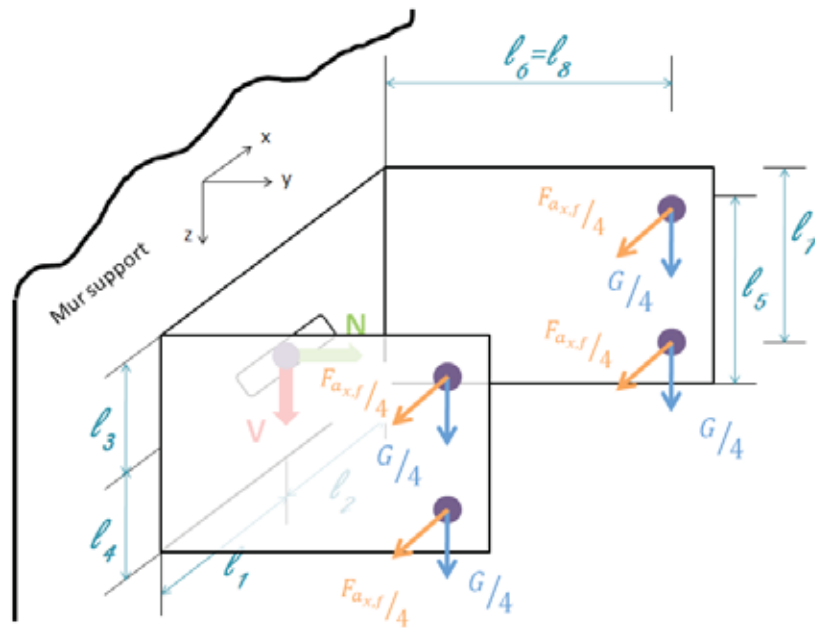
Plan yOz



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + 3 \cdot F_{ay,f}$$

$$V = G$$

Plan xOz

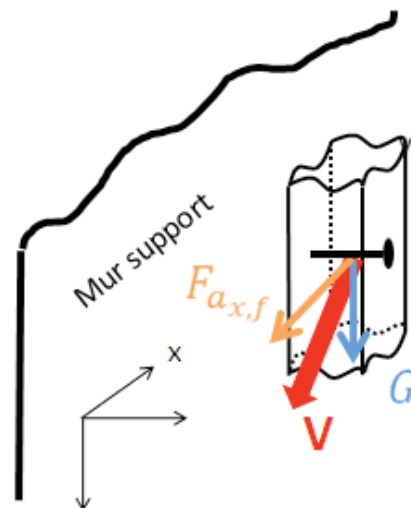


$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a_{x,f}} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = \sqrt{G^2 + F_{a_{x,f}}^2}$$

5. Fixation directe au support

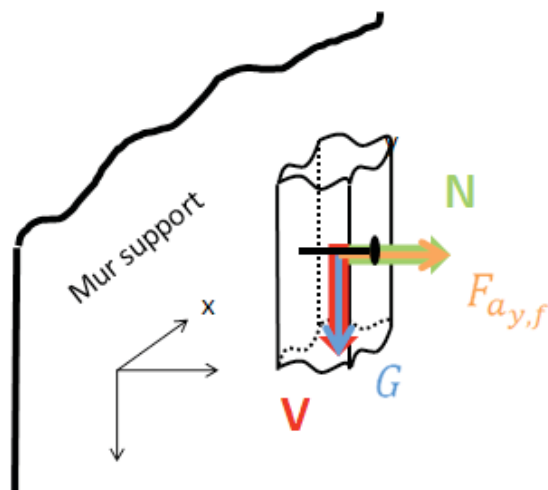
Plan xOz



$$N = 0$$

$$V = \sqrt{F_{a_{x,f}}^2 + G^2}$$

Plan yOz



$$N = F_{a_{y,f}}$$

$$V = G$$

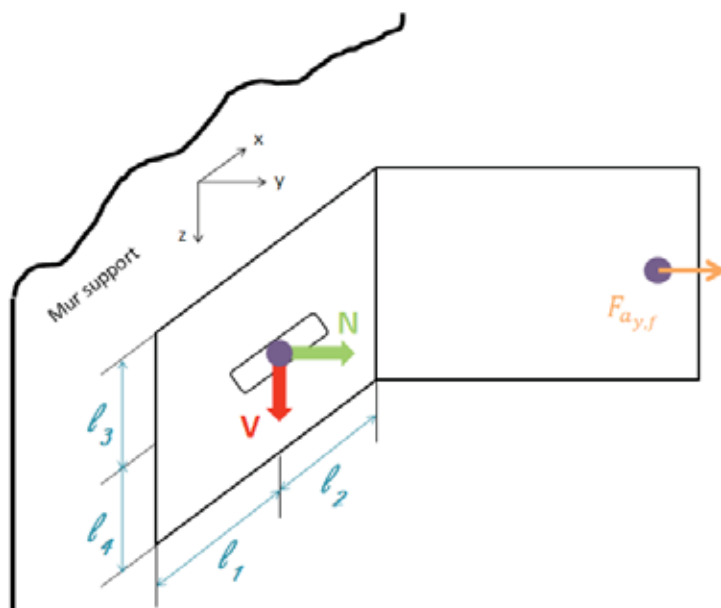
Nota : il est impératif de vérifier le moment de flexion a gissant sur la fixation en appliquant la charge V avec un bras de levier l comme défini aux paragraphes 2.1.3 et 2.2.4 du présent document.

6. Ossature librement dilatable

Principe appliqué à une conception d'ossature librement dilatable avec pose des pattes-équerres en quinconce.

Point coulissant :

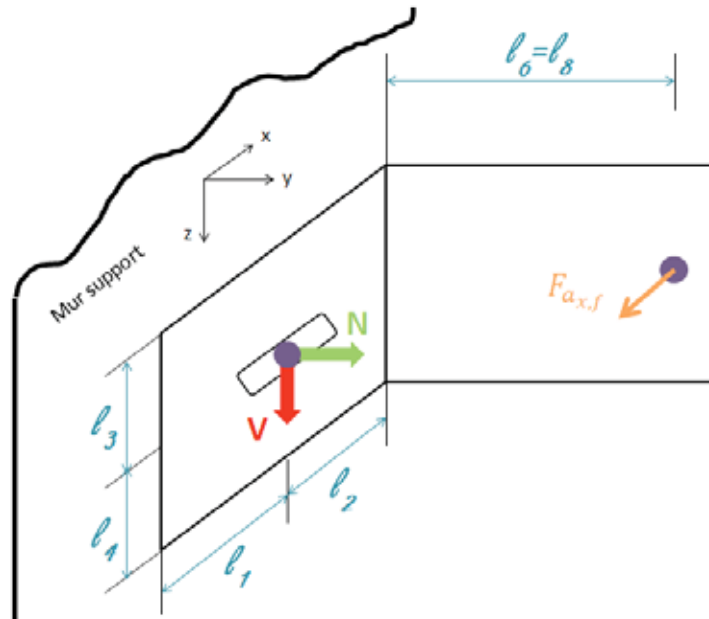
Plan yOz



$$N = F_{a_{y,f}} + \frac{F_{a_{y,f}} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = 0$$

Plan xOz

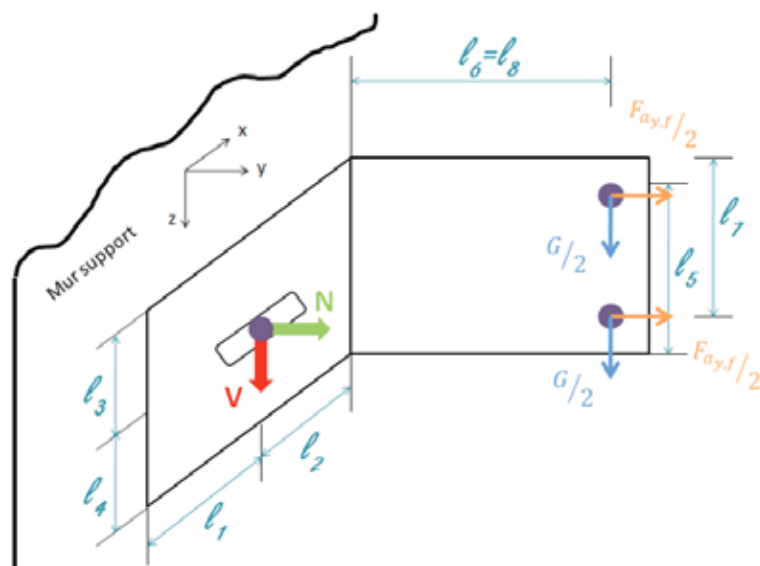


$$N = \frac{F_{ax,f} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = F_{ax,f}$$

Point fixe :

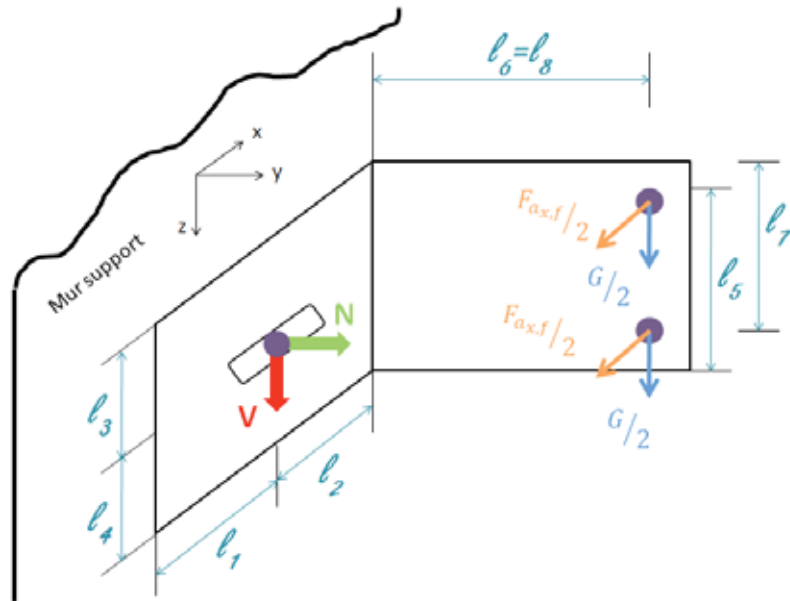
Plan yOz



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{ay,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = G$$

Plan xOz



$$N = \frac{G \cdot l_6}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{a_{x,f}} \cdot l_6}{2/3 \cdot l_1}$$

$$V = \sqrt{G^2 + F_{a_{x,f}}^2}$$

Annexe 5 : Principe de calcul des ossatures métalliques

Les ossatures métalliques sont définies par le *Cahier du CSTB 3194* de janvier-février 2000 et son modificatif le *Cahier du CSTB 3586-V2* d'avril 2009. Seules les ossatures constituées de profilés disposés en simple réseau vertical sont pour l'instant considérées.

Ces profilés sont réalisés à partir de :

- profilés acier laminés à chaud ;
- profilés formés à partir de tôles d'acier ;
- profilés filés en alliage d'aluminium généralement de la série EN AW 6000 ;
- profilés formés à partir de laminés en alliage d'aluminium généralement des séries EN AW 3000 ou 5000 ;
- profilés en acier inoxydable selon la norme NF EN 10088-2.

Les profilés soudés ne sont pas pris en compte dans le présent document. Les sections courantes sont indiquées en *Figure 10*.

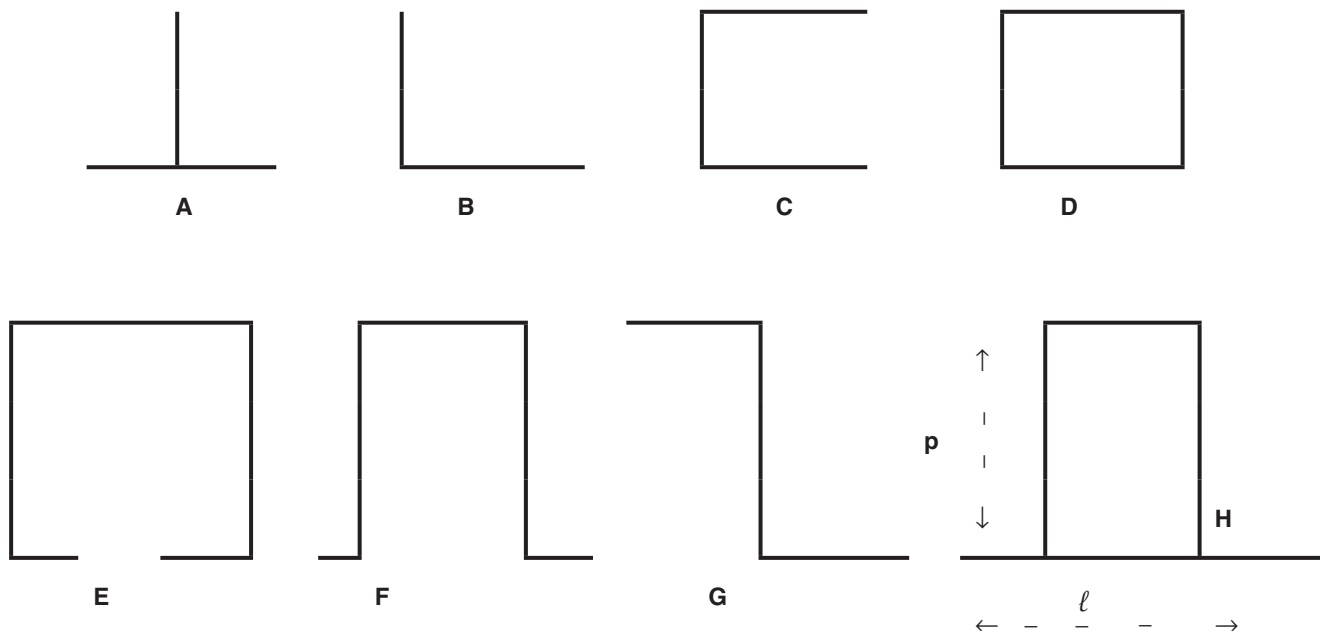


Figure 10 – Section des montants

Ces profilés peuvent être solidarisés à la structure porteuse, soit en contact direct, soit le plus souvent à l'aide de pattes métalliques (équerres, étriers selon *Figures 11* et *12*).

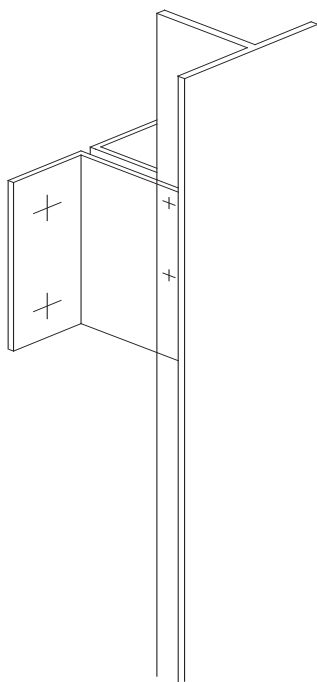


Figure 11 – Fixation des montants par pattes métalliques

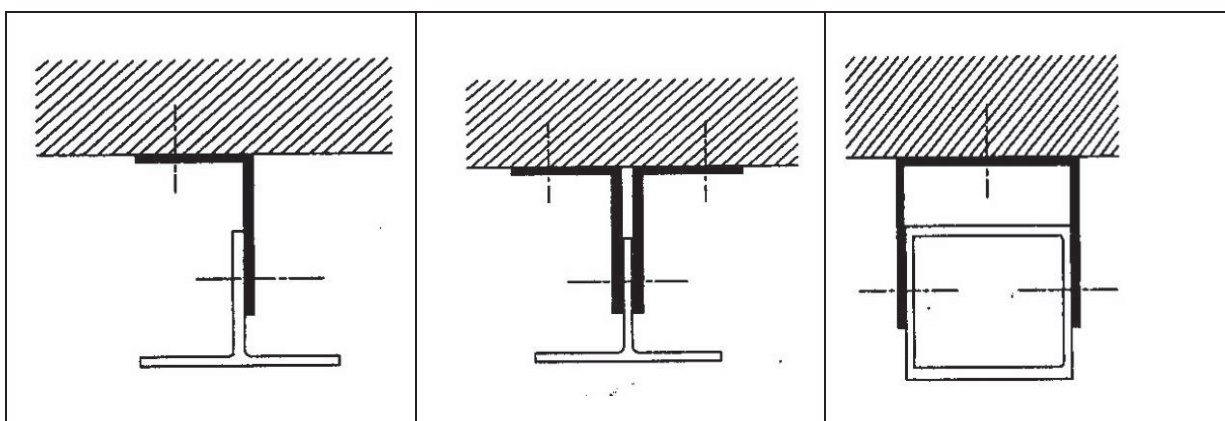


Figure 12 – Section des pattes métalliques

Les pattes sont le plus souvent fixées aux profilés verticaux par vis autoperceuses ou autotaraudeuses, par rivets à rupture de tige et plus rarement par boulonnage. Elles sont fixées au support par chevilles bénéficiant d'un Agrément Technique Européen (cf. « Règles professionnelles sur le chevillage » du CISM de 2011).

1. Montants

1.1 Actions

Les montants d'ossature doivent résister aux actions définies ci-après :

- poids du montant et de la peau de bardage qu'il reprend ;
- actions sismiques déterminées selon la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8, reprise au *paragraphe 1.5* du présent cahier.

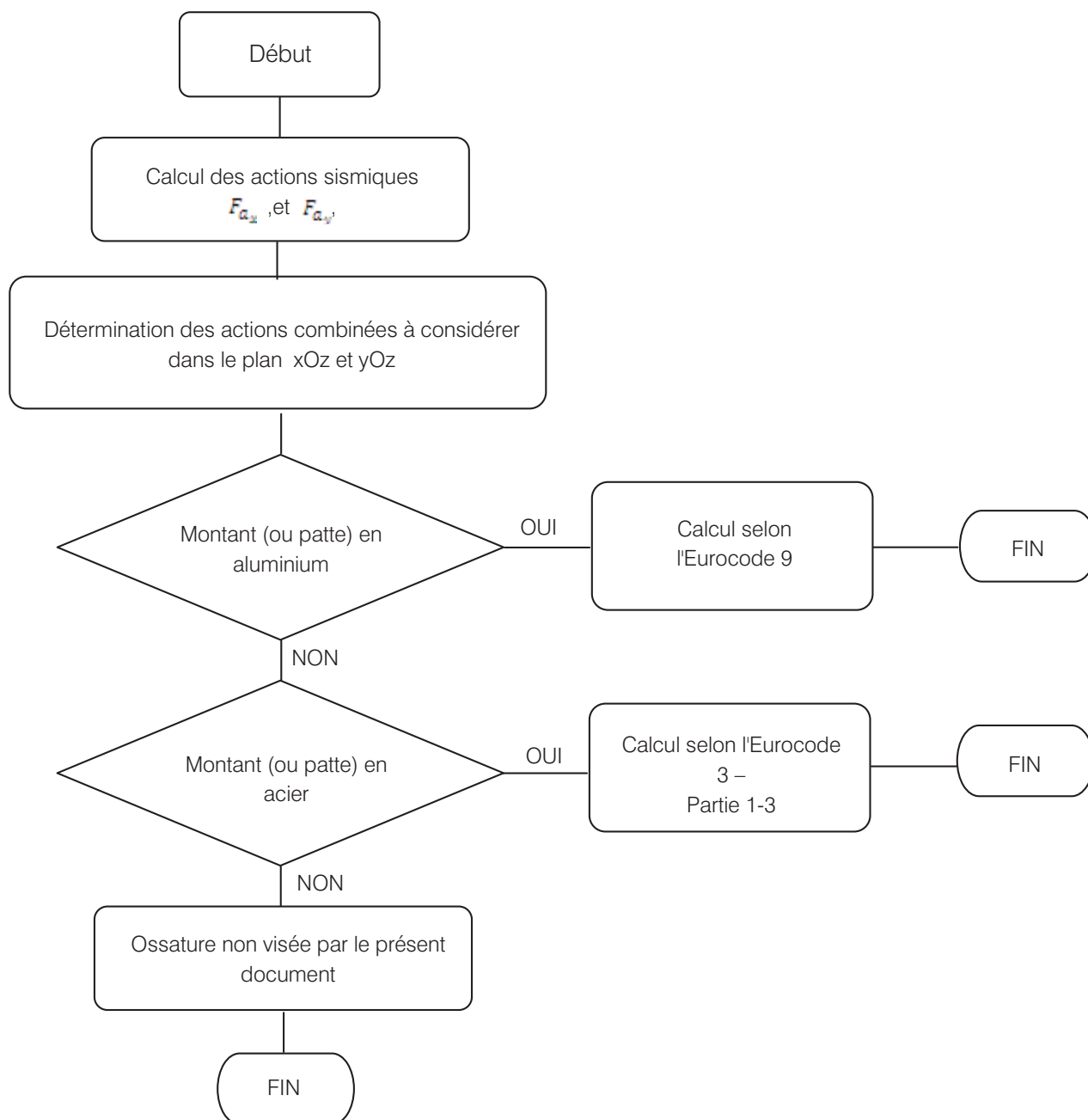
1.2 Démarche

1.2.1 Présentation générale

Le calcul doit être effectué, en fonction du type de section étudiée, selon les normes suivantes :

- l'Eurocode EN 1993-1-3 « Calcul des structures en acier - Règles générales - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à formés à froid » ;
- l'Eurocode EN 1999-1-1 « Calcul des structures en aluminium - Règles générales ».

L'organigramme suivant définit les étapes générales à suivre pour le calcul des montants d'ossature. Une présentation des étapes les plus importantes est détaillée dans les paragraphes suivants.

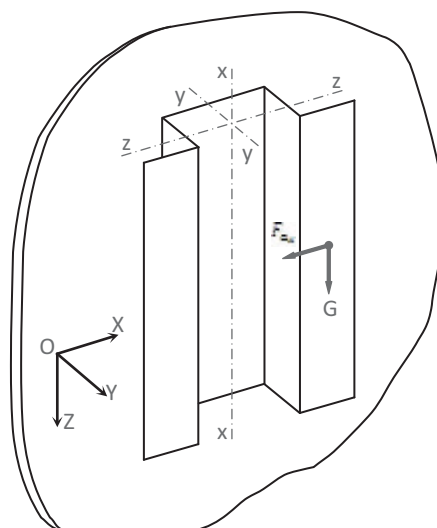


1.2.2 Actions combinées dans le plan xOz

Le montant est soumis à l'action concomitante de la sollicitation sismique F_{ax} et du poids propre du montant et de la peau de bardage qu'il reprend.

Les charges selon l'axe Ox étant appliquées de façon excentrée par rapport au centre de cisaillement de la section transversale, les effets de torsion doivent être pris en compte.

Pour une section en acier, le calcul doit être effectué selon le paragraphe 6.1.6 de l'EN 1993-1-3.



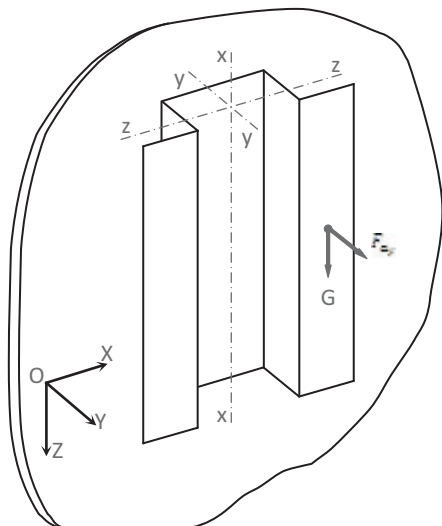
Pour une section en aluminium, le calcul doit être effectué selon le paragraphe 6.2.7 de l'EN 1999-1-1.

1.2.3 Actions combinées dans le plan yOz

Pour une action sismique selon Oy orientée vers l'extérieur du bâtiment, il convient de calculer la section transversale sous l'action combinée :

- de l'effort axial, du moment fléchissant et de l'effort de cisaillement ;
- du moment fléchissant et de l'effort transversal dû à la charge localisée et à la réaction d'appui.

Pour une section en acier, cela revient à effectuer le calcul selon les paragraphes 6.1.10 et 6.1.11 de l'EN 1993-1-3.



Pour une section en aluminium, le calcul doit être effectué selon les paragraphes 6.2.8 et 6.2.10 de l'EN 1999-1-1.

Pour une action sismique selon Oy orientée vers l'intérieur du bâtiment, il faut vérifier que sous l'action des charges transversales, les parois en compression ne flambent pas.

2. Pattes métalliques

2.1 Actions

Les pattes métalliques doivent être calculées vis-à-vis des actions définies ci-après :

- poids du montant et de la peau de bardage qu'il reprend ;
- actions sismiques globales obtenues à partir des actions sismiques F_{ax} ou F_{ay} , déterminées selon la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8 reprise au paragraphe 1.5 du présent document.

Dans le cas d'une ossature de type librement dilatable, il est considéré qu'une seule fixation reprend l'intégralité du poids d'un montant et de la peau de bardage.

2.2 Démarche

2.2.1 Présentation générale

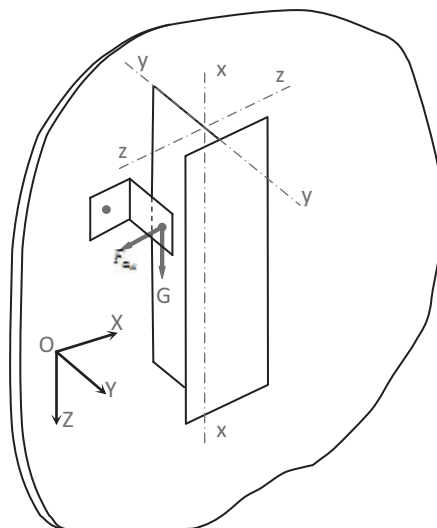
La démarche de calcul des pattes métalliques suit le même organigramme que celui décrit au paragraphe 1.2.1.

2.2.2 Actions combinées dans le plan xOz

Pour une action sismique selon l'axe Ox , il convient de calculer l'aile de la patte en contact avec le montant par rapport à une sollicitation de flexion bi-axiale.

Pour une action en acier, cela revient à effectuer le calcul selon le paragraphe 6.1.4 de l'EN 1993-1-3.

Pour une section en aluminium, les calculs à effectuer sont définis au paragraphe 6.2.5 de l'EN 1999-1-1.

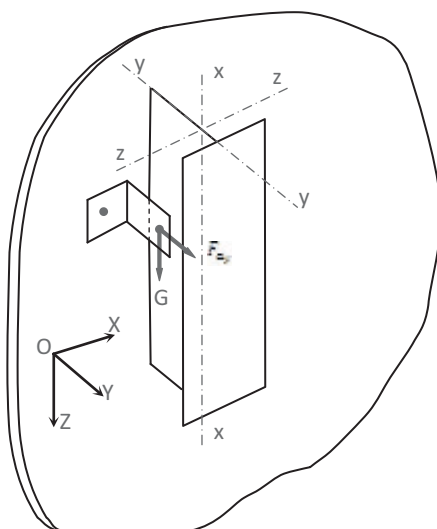


La démarche de calcul des pattes métalliques suit le même organigramme que celui décrit au paragraphe 1.2.1.

1.2.3 Actions combinées dans le plan yOz

Pour une action sismique orientée selon l'axe Oy vers l'extérieur du bâtiment, il convient de calculer l'aile de la patte en contact avec le montant par rapport à une sollicitation combinée de type traction-flexion (si l'action est orientée vers l'extérieur), respectivement de type traction-compression (si l'action est orientée vers l'intérieur).

Pour une section en acier, cela revient à effectuer le calcul respectivement selon les paragraphes 6.1.8 et 6.1.9 de l'EN 1993-1-3.

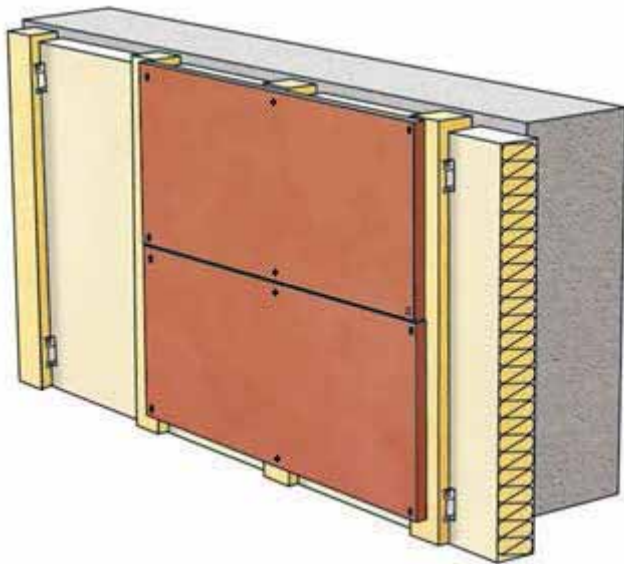


Pour une section en aluminium, les calculs à effectuer sont détaillés dans le paragraphe 6.2.9 de l'EN 1999-1-1.

Annexe 6 : Exemple de calcul des sollicitations sismiques dans les chevilles de fixation au support

1. Description

L'exemple présente un système de bardage rapporté comportant des dalles mises en œuvre par fixations traversantes sur une ossature en bois fixées au support par pattes-équerres, tel que présenté sur le dessin ci-dessous.



Les caractéristiques de la mise en œuvre sont les suivantes :

- Chevron de classe C18
 - masse volumique : 380 kg/m³ ;
 - section : 40 mm x 60 mm ;
 - longueur : 3,5 m ;
 - entraxe : 1 m.
- Panneaux
 - dimensions : 3 m x 1,5 m ;
 - masse surfacique : 20 kg/m².
- Pattes-équerres
 - disposition en quinconce, montage bridé ;
 - dimensions : hauteur 80 mm, longueur 100 mm ;
 - entraxe : 1 m ;
 - masse : 150 g par patte ;
 - implantation : voir géométrie de la patte-équerre ci-après.

2. Calcul de la masse rapportée

Dans cet exemple, on considère que le chevron reprend la masse du panneau rapportée à l'entraxe du chevron sur toute la longueur de celui-ci.

$$m = m_{\text{ossature}} + m_{\text{fixations}} + m_{\text{s panneau}} \cdot e \cdot L$$

avec m_{ossature} la masse de l'ossature [kg], $m_{\text{fixations}}$ la masse des fixations [kg], $m_{\text{s panneau}}$ la masse surfacique d'un panneau [kg/m²], L la longueur du chevron [m] et e l'entraxe entre chevrons [m].

$$m_{\text{ossature}} = 3,5 \times 380 \times 0,04 \times 0,06 = 3,2 \text{ kg}$$

L'entraxe maximal des pattes-équerres étant de 1 m, le chevron est maintenu par 4 pattes-équerres au minimum. On ne prend pas en compte la masse des vis de fixations étant donné leur faible impact sur la masse totale.

$$m_{\text{fixations}} = 4 \times 0,15 = 0,6 \text{ kg}$$

La masse du panneau est considérée pour un entraxe de chevron sur sa longueur.

$$m_{\text{panneau}} = 3,5 \times 1 \times 20 = 70 \text{ kg}$$

La masse totale reprise par les éléments de fixation est donc la suivante :

$$m = 3,2 + 0,6 + 70 = 73,8 \text{ kg}$$

3. Calcul des sollicitations

L'effort sismique sur le chevron est réparti sur l'ensemble des pattes-équerres et est majoré par un coefficient K_{alea} de 1,5 qui tient compte des aléas de répartition des charges et par un coefficient de « réaction d'appui ».

Le coefficient de « réaction d'appui » R_a vaut 1 dans le cas de 2 pattes-équerres, 1,25 dans le cas des 3 pattes-équerres, 1,1 dans le cas de 4 pattes-équerres et 1,15 dans le cas de 5 pattes-équerres. La répartition du poids s'effectue selon la même méthode.

L'effort sismique et le poids repris par une patte-équerre sont donc :

$$F_{a_{x,f}} = F_{a_{y,f}} = 2,75 \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot a_{gr} \cdot m \cdot K_{\text{alea}} \cdot \frac{R_a}{Z}$$

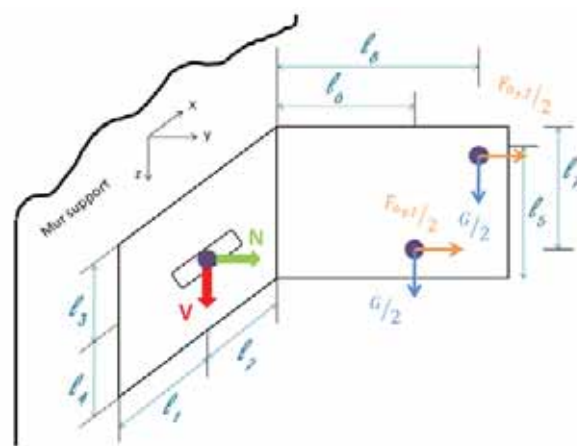
$$G = K_{\text{alea}} \cdot m \cdot g \cdot \frac{R_a}{Z}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts sismiques en fonction des zones de sismicité, des catégories d'importance des bâtiments et des classes de sol selon la réglementation :

Tableau 9 – Efforts sismiques dans les fixations en fonction des ouvrages

Effort sismique F_{af} [N]		Catégorie d'importance des bâtiments					
		I	II	III	IV		
Zones de sismicité	1					A	Classes de sol
						B	
						C	
						D	
						E	
	2			70	82	A	
				95	111	B	
				105	123	C	
				113	131	D	
				127	148	E	
	3		92	111	129	A	
			124	149	174	B	
			138	166	193	C	
			147	177	206	D	
			166	199	232	E	
	4		134	161	188	A	
			181	217	253	B	
			201	241	281	C	
			214	257	300	D	
			241	289	338	E	
	5		251	301	352	A	
			301	362	422	B	
			289	347	404	C	
			339	407	475	D	
			352	422	492	E	
Poids G [N]		298					

Les calculs suivants donnent les sollicitations combinées en traction-cisaillement appliquées aux chevilles métalliques résultant des valeurs précédentes. Ces sollicitations dépendent de la géométrie de la patte-équerre et de l'implantation des chevilles. Dans cet exemple, elles sont définies par :



l_1	16 mm
l_2	34 mm
l_3	30 mm
l_4	30 mm
l_5	51 mm
l_6	68 mm
l_7	42 mm
l_8	88 mm

Dans cette configuration, les sollicitations sont les suivantes :

- Plan yOz

$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_5}{2/3 \cdot l_4} - \frac{F_{ay,f}/2 \cdot l_7}{2/3 \cdot l_3} + \frac{F_{ay,f} \cdot (l_1 + l_2)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = G$$

- Plan xOz

$$N = \frac{G/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_4} + \frac{F_{ax,f}/2 \cdot (l_6 + l_8)}{2/3 \cdot l_1} \quad V = \sqrt{G^2 + F_{ax,f}^2}$$

Il en résulte le tableau suivant fonction des zones de sismicité, des catégories d'importance des bâtiments et des classes de sol.

Tableau 10 – Sollicitations en traction dans les fixations sous charges sismiques

	Classes de sol	Zones de sismicité	Plan yOz perpendiculaire à la façade				Plan xOz parallèle à la façade			
			Catégorie d'importance des bâtiments				Catégorie d'importance des bâtiments			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV
Traction N [N]	A	1								
	B									
	C									
	D									
	E									
	A	2			1 509	1 567			1 678	1 763
	B				1 630	1 708			1 858	1 973
	C				1 682	1 768			1 935	2 063
	D				1 716	1 808			1 986	2 123
	E				1 785	1 889			2 089	2 243
	A	3		1 616	1 706	1 797		1 837	1 972	2 106
	B			1 774	1 896	2 019		2 073	2 254	2 436
	C			1 842	1 978	2 114		2 174	2 376	2 578
	D			1 887	2 032	2 177		2 241	2 456	2 672
	E			1 978	2 141	2 304		2 376	2 618	2 860
	A	4		1 822	1 953	2 085		2 143	2 339	2 635
	B			2 052	2 229	2 407		2 486	2 750	3 015
	C			2 151	2 348	2 545		2 633	2 927	3 220
	D			2 216	2 427	2 637		2 731	3 044	3 358
	E			2 348	2 585	2 822		2 927	3 279	3 632
	A	5		2 397	2 644	2 891		3 000	3 367	3 735
	B			2 644	2 940	3 236		3 367	3 808	4 249
	C			2 582	2 866	3 150		3 276	3 698	4 120
	D			2 829	3 162	3 495		3 643	4 139	4 635
	E			2 891	3 236	3 582		3 735	4 249	4 763

Tableau 11 – Sollicitations en cisaillement dans les fixations sous charges sismiques

			Plan yOz perpendiculaire à la façade				Plan xOz parallèle à la façade			
			Catégorie d'importance des bâtiments				Catégorie d'importance des bâtiments			
	Classes de sol	Zones de sismicité	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Cisaillement V [N]	A	1								
	B									
	C									
	D									
	E									
	A	2			298	298			307	309
	B				298	298			313	318
	C				298	298			316	323
	D				298	298			319	326
	E				298	298			324	333
	A	3		298	298	298		312	318	325
	B			298	298	298		323	334	345
	C			298	298	298		329	341	356
	D			298	298	298		333	347	363
	E			298	298	298		341	359	378
	A	4		298	298	298		327	339	352
	B			298	298	298		349	369	391
	C			298	298	298		360	384	410
	D			298	298	298		367	394	423
	E			298	298	298		384	416	450
	A	5		298	298	298		390	424	461
	B			298	298	298		424	469	517
	C			298	298	298		415	457	502
	D			298	298	298		452	505	561
	E			298	298	298		461	517	576

Dans le cadre de la procédure d'Avis Technique, les tableaux précédents pourront être simplifiés de la manière suivante :

Tableau 12 – Tableau simplifié des sollicitations en traction et cisaillement dans les fixations sous charges sismiques

		Catégorie d'importance des bâtiments		
	Zones de sismicité	II	III	IV
Traction N [N]	2		2 089	2 243
	3	2 241	2 456	2 672
	4	2 927	3 279	3 632
Cisaillement V [N]	2		324	333
	3	341	359	378
	4	384	416	450

Annexe 7 : Justification expérimentale

1. Symboles et abréviations

- h : hauteur d'étage
- g : accélération de la pesanteur (en m/s^2)
- α : accélération (en m/s^2)
- f : fréquence (en Hz)
- A : amplitude (en mm)
- f_p : fréquence propre (en Hz)

2. Principe et équipement

2.1 Principe

La procédure expérimentale s'articule autour de deux types d'essais :

- un essai de déformation du support sur lequel est rapporté le bardage (essai de mise en parallélogramme) ;
- des essais dynamiques par l'accélération du support sur lequel est rapporté le bardage.

L'essai de mise en parallélogramme consiste à appliquer une déformation monotone croissante du support de la maquette, suivie par une phase de chargement cyclique.

L'essai dynamique consiste à imposer un déplacement du support à une fréquence et à une amplitude spécifique.

2.2 Équipement

Le dispositif d'essais est constitué d'un bâti support sur lequel est installé un vérin hydraulique (de précision 2 % de l'étendue de mesure sur le capteur de déplacement du vérin) utilisé pour l'application des sollicitations et de trois cadres support des systèmes permettant pour l'un de se déformer en parallélogramme et pour les deux suivants, considérés indéformables de par leur rigidité, d'appliquer au bardage une accélération.

En plus de cet équipement, l'appareillage comprend une chaîne de mesure d'accélérométrie définie par :

- un boîtier d'alimentation et de conditionnement du signal ;
- un boîtier permettant le filtrage du signal ; les accéléromètres (de 0 à 100 Hz et $\pm 30 m/s^2$ d'étendue de mesure et de précision 2 %) ;
- une baie d'asservissement et d'acquisition permettant l'enregistrement des données.

Les plans des cadres support sont donnés au *paragraphe 8* de la présente *Annexe*.

3. Mise en parallélogramme

L'essai a pour but d'observer la déformation de la maquette et de mesurer les efforts lorsque le support est mis en parallélogramme.

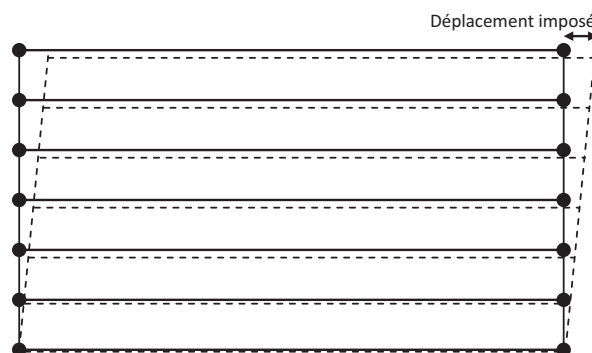


Figure 13 – Dispositif d'essai de mise en parallélogramme

Le support est déformé progressivement en six phases dans son plan (en parallélogramme), par un déplacement statique alterné, puis dynamique appliqué en tête selon les niveaux définis sur le *Tableau 13* ci-dessous.

Les observations (constats visuels) sont notées (chute d'éléments, rupture d'un des composants du système) pour chaque phase, et le déplacement maximal D_{max} obtenu au palier précédant la ruine est indiqué.

La courbe effort-déformation est donnée pour chacune des phases.

Tableau 13 – Sollicitations à appliquer lors de chaque phase

Phase	1	2	3	4	5	6
Déplacement statique	± 10 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 20 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 30 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 40 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 50 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 60 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz
Déplacement dynamique	± 10 mm 20 cycles $0,2 \text{ Hz} \leq f \leq 1 \text{ Hz}$	± 20 mm 20 cycles $0,2 \text{ Hz} \leq f \leq 1 \text{ Hz}$	± 30 mm 20 cycles $0,2 \text{ Hz} \leq f \leq 1 \text{ Hz}$	± 40 mm 20 cycles $0,2 \text{ Hz} \leq f \leq 1 \text{ Hz}$	± 50 mm 20 cycles $0,2 \text{ Hz} \leq f \leq 1 \text{ Hz}$	± 60 mm 20 cycles $0,2 \text{ Hz} \leq f \leq 1 \text{ Hz}$
Déplacement statique	± 10 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 20 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 30 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 40 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 50 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz	± 60 mm 1 cycle $f = 0,02$ Hz
Mesures des efforts lorsque le support est mis en parallélogramme pendant les 6 phases						

4. Essais dynamiques

4.1 Objet

Cet essai a pour but d'observer le comportement du système lorsque le support sur lequel il est rapporté est sollicité dans son plan ou perpendiculairement à son plan sous l'action d'un déplacement cyclique alterné imposé tel que montré sur les *Figures 14 et 15* présentées ci-dessous.

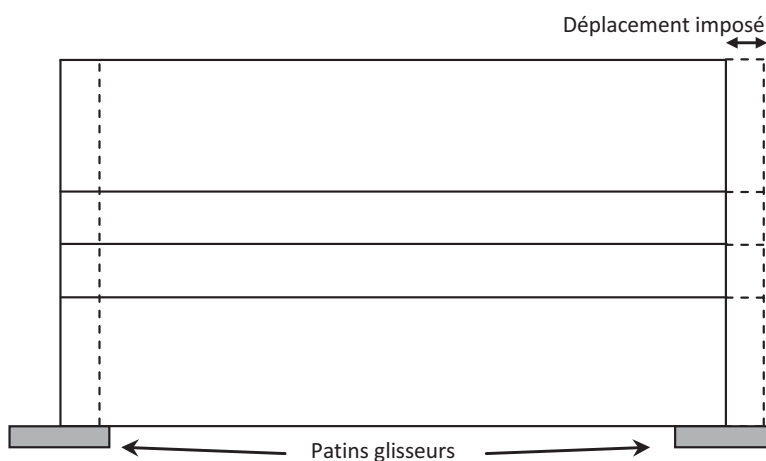


Figure 14 – Dispositif d'essai dynamique dans le plan du support

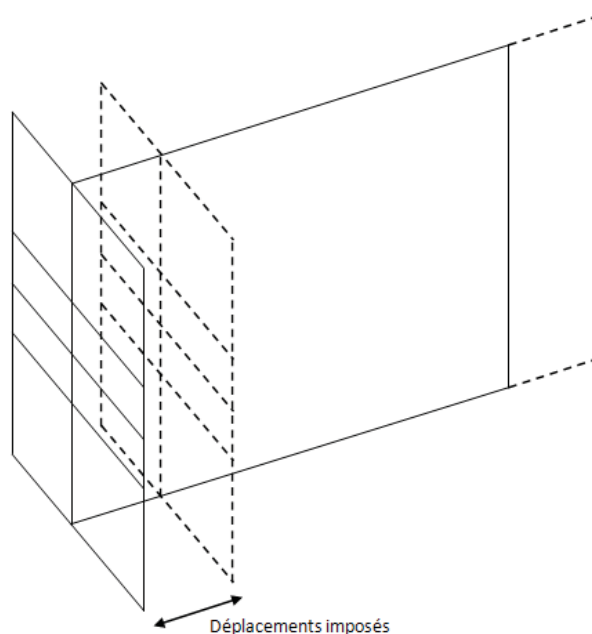
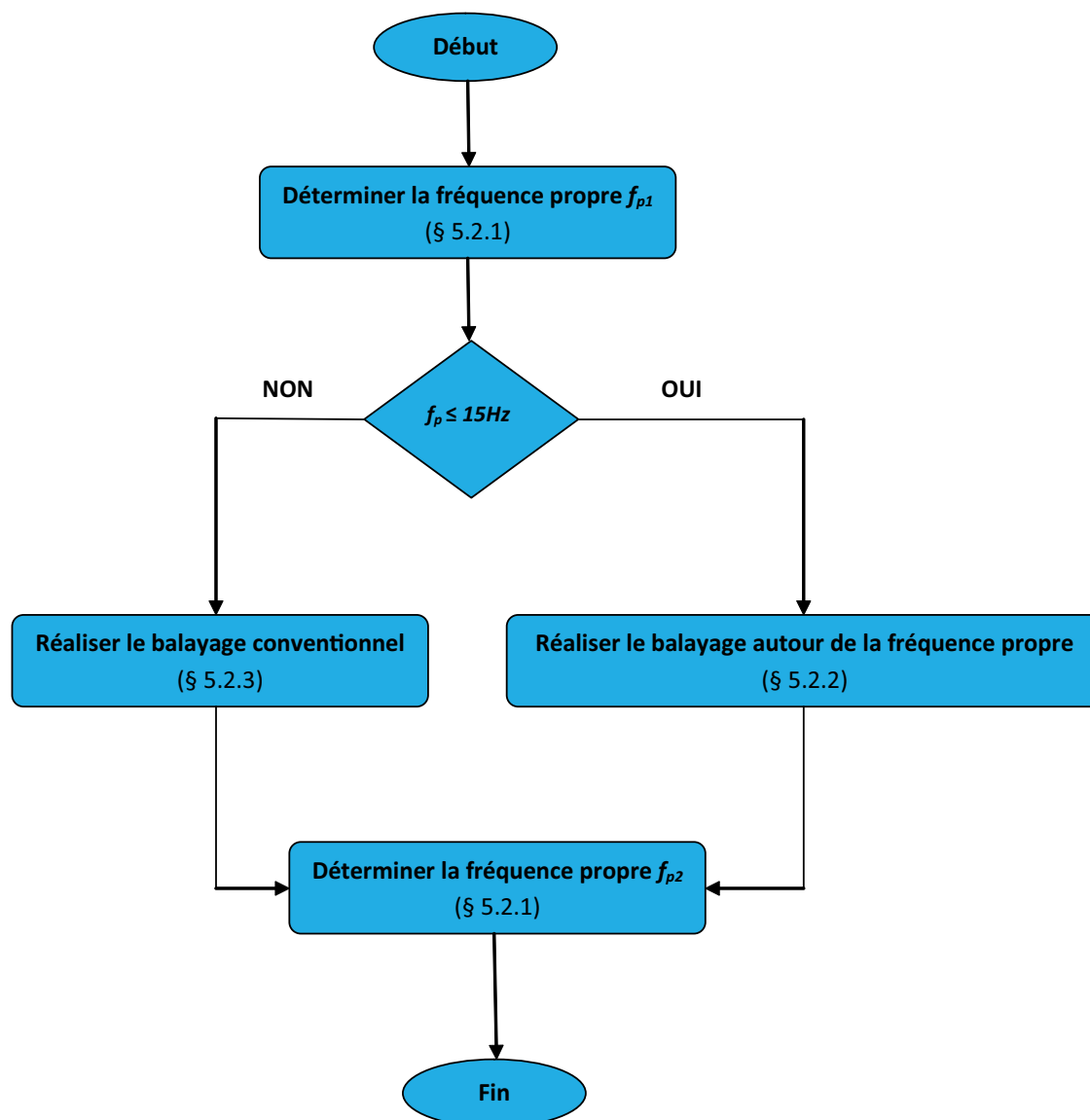


Figure 15 – Dispositif d'essai dynamique perpendiculaire au plan du support

5.2 Logigramme

Les deux essais dynamiques dans le plan et perpendiculaires au plan du support seront effectués selon le logigramme décrit ci-dessous.



Nota : f_{p2} est donnée à titre d'information.

5.2.1 Détermination de la fréquence propre

La fréquence propre est déterminée selon la méthode présentée au *paragraphe 8* de la présente *Annexe*.

5.2.2 Balayage autour de la fréquence propre

Lorsque la valeur de la fréquence propre f_{p1} du système est inférieure ou égale à 15 Hz, le balayage autour de la fréquence propre est appliqué.

La maquette est soumise à 8 phases successives. Pour chaque phase, 5 séquences continues de 5 cycles autour de la fréquence propre sont réalisées dans l'ordre croissant des fréquences suivies de 3 séquences de 10 cycles continues déterminées conventionnellement.

Les amplitudes sont à déterminer comme indiqué dans le *Tableau 13* ci-après. Entre chaque séquence une temporisation de quelques secondes est effectuée afin de parfaitement sérier les différentes phases appliquées. À la fin de chaque phase, une pause est réalisée pour noter les observations en cours d'essai.

Les amplitudes imposées à la maquette sont calculées d'après la formule suivante :

$$A_{(f,a_i)} = \frac{a_i}{(2 \cdot \pi \cdot f)^2}$$

Avec :

- a_i l'accélération en m/s² pour la phase i ;
- f la fréquence en Hz ;
- A l'amplitude en mm (le déplacement imposé au vérin est $\pm A$).

Tableau 13 – Détermination des amplitudes pour le balayage autour de la fréquence propre

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération a_i en m/s ²							
f en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
$f_p - 0,5$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p - 0,25$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
f_p	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p + 0,25$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
$f_p + 0,5$	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles	$A_{(f,a_i)}$ 5 cycles
2	22,2 10 cycles	31,7 10 cycles	40,5 10 cycles	50,7 10 cycles				
3					26,2 10 cycles	31,5 10 cycles	39,4 10 cycles	46,4 10 cycles
4								
5	3,5 10 cycles	5,1 10 cycles	6,5 10 cycles					
6				5,6 10 cycles				
7					4,8 10 cycles	5,8 10 cycles		
8	1,4 10 cycles						5,5 10 cycles	6,5 10 cycles
9		1,6 10 cycles						
10			1,6 10 cycles					
11				1,7 10 cycles				
12					1,6 10 cycles			
13						1,7 10 cycles		
14							1,8 10 cycles	
15								1,9 10 cycles

Tableau 14 – Exemple de tableau des amplitudes A pour $f_{p1} = 10 \text{ Hz}$, l'amplitude de balayage est donnée en mm, le déplacement du vérin est $\pm A$

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération a_i en m/s^2							
f en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
9,5	0,982	1,403	1,796	2,245	2,610	3,143	3,929	4,631
9,75	0,933	1,332	1,705	2,132	2,478	2,984	3,730	4,397
10	0,887	1,267	1,621	2,026	2,356	2,837	3,546	4,179
10,25	0,844	1,205	1,543	1,929	2,242	2,700	3,375	3,978
10,5	0,804	1,149	1,470	1,838	2,137	2,573	3,217	3,791
2	22,2	31,7	40,5	50,7				
3					26,2	31,5	39,4	46,4
4								
5	3,5	5,1	6,5					
6				5,6				
7					4,8	5,8		
8	1,4						5,5	6,5
9		1,6						
10			1,6					
11				1,7				
12					1,6			
13						1,7		
14							1,8	
15								1,9

5.2.3 Balayage conventionnel

La maquette est soumise à 8 phases d'essais successives. Pour chaque phase, 3 séquences de 20 cycles sont réalisées dans l'ordre croissant de fréquences avec les amplitudes indiquées dans le *Tableau 15* ci-dessous.

À la fin de chaque phase, une pause est réalisée pour noter les observations en cours d'essai (rupture d'un des composants du système).

L'essai est arrêté dès que la chute d'un élément est constaté ou à la fin de la 8^e phase.

Tableau 15 – Amplitudes du balayage conventionnel en mm, le déplacement du vérin est $\pm A$

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
	Accélération a_i en m/s ²							
f en Hz	3,5	5	6,4	8	9,3	11,2	14	16,5
1								
2	22,2 20 cycles	31,7 20 cycles	40,5 20 cycles	50,7 20 cycles				
3					26,2 20 cycles	31,5 20 cycles	39,4 20 cycles	46,4 20 cycles
4								
5	3,5 20 cycles	5,1 20 cycles	6,5 20 cycles					
6				5,6 20 cycles				
7					4,8 20 cycles	5,8 20 cycles		
8	1,4 20 cycles						5,5 20 cycles	6,5 20 cycles
9		1,6 20 cycles						
10			1,6 20 cycles					
11				1,7 20 cycles				
12					1,6 20 cycles			
13						1,7 20 cycles		
14							1,8 20 cycles	
15								1,9 20 cycles

5. Synthèse des résultats

Les résultats sont fournis sous forme de tableaux précisant, pour chaque essai réalisé, le type d'essai, les sollicitations appliquées et les observations faites en cours d'essai et notamment les éventuelles dégradations observées.

Pour les essais de mise en parallélogramme, il est nécessaire d'indiquer le déplacement maximal D_{max} imposé ainsi que les observations faites lors de la déformation statique puis lors de la déformation cyclique.

Pour les essais dynamiques, les points suivants doivent être indiqués :

- pour la détermination des fréquences propres : donner les valeurs déterminées pour l'une des méthodes d'essais proposées au *paragraphe 8* de la présente *Annexe* ;
- pour le balayage autour de la fréquence propre : compléter le tableau proposé au *paragraphe 5.2.2* de la présente *Annexe* avec les valeurs définies pour l'essai. Pour chaque phase, indiquer les observations faites en cours d'essai ;

- pour le balayage conventionnel : indiquer pour chaque phase les observations faites en cours d'essai.

6. Rapport d'essai

Le rapport d'essai doit comprendre :

- un descriptif très précis des éléments de peau selon la déclaration du demandeur ;
- le plan de calepinage de la maquette selon les plans fournis par le demandeur ;
- le type de liaisons mécaniques et leurs dimensions selon la déclaration du demandeur ;
- le type d'ossature utilisée et ses caractéristiques selon la déclaration du demandeur ;
- la procédure d'essai ;
- le descriptif des dispositifs supports ;

- le tableau des résultats pour chaque essai réalisé ainsi que les observations faites en cours d'essai tel qu'indiqués au *paragraphe 6* de la présente *Annexe* ;
- les photographies prises en cours d'essai et notamment :
 - vue d'ensemble,
 - vue latérale,
 - détails des assemblages.

7. Dispositifs d'essais

7.1 Dispositif d'essais de mise en parallélogramme

Les corps d'épreuves sont montés sur un dispositif tel que défini sur le schéma ci-dessous.

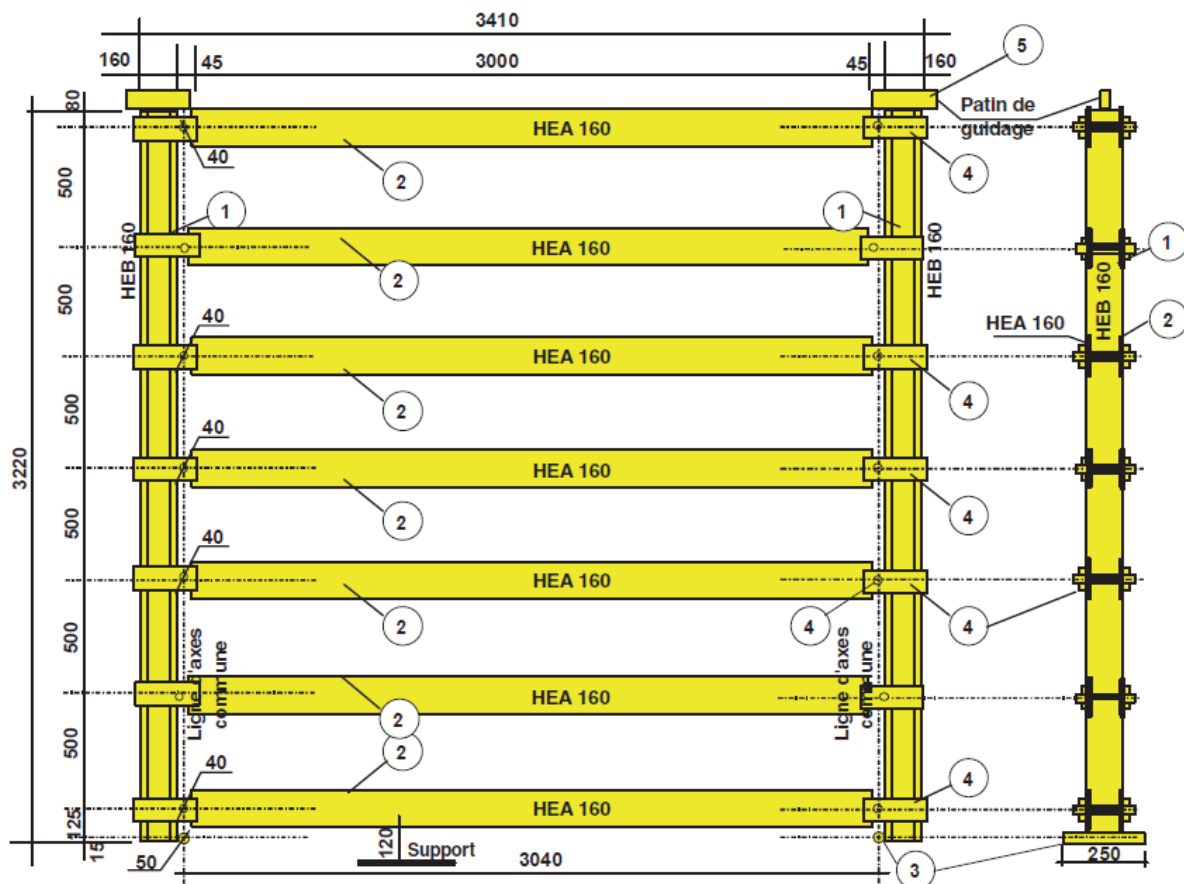


Figure 16 – Schéma du dispositif pour les essais de mise en parallélogramme

Il est constitué des éléments suivants repérés sur la Figure 17 :

1. 2 montants verticaux de 3 220 mm portant les lignes d'articulations
2. 7 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
3. Points d'attache sur la semelle installée sur le bâti primaire
4. Articulations
5. Patin de guidage

7.2 Dispositif d'essais dynamiques dans le plan du support

Les corps d'épreuves sont montés sur un dispositif tel que défini sur le schéma ci-dessous.

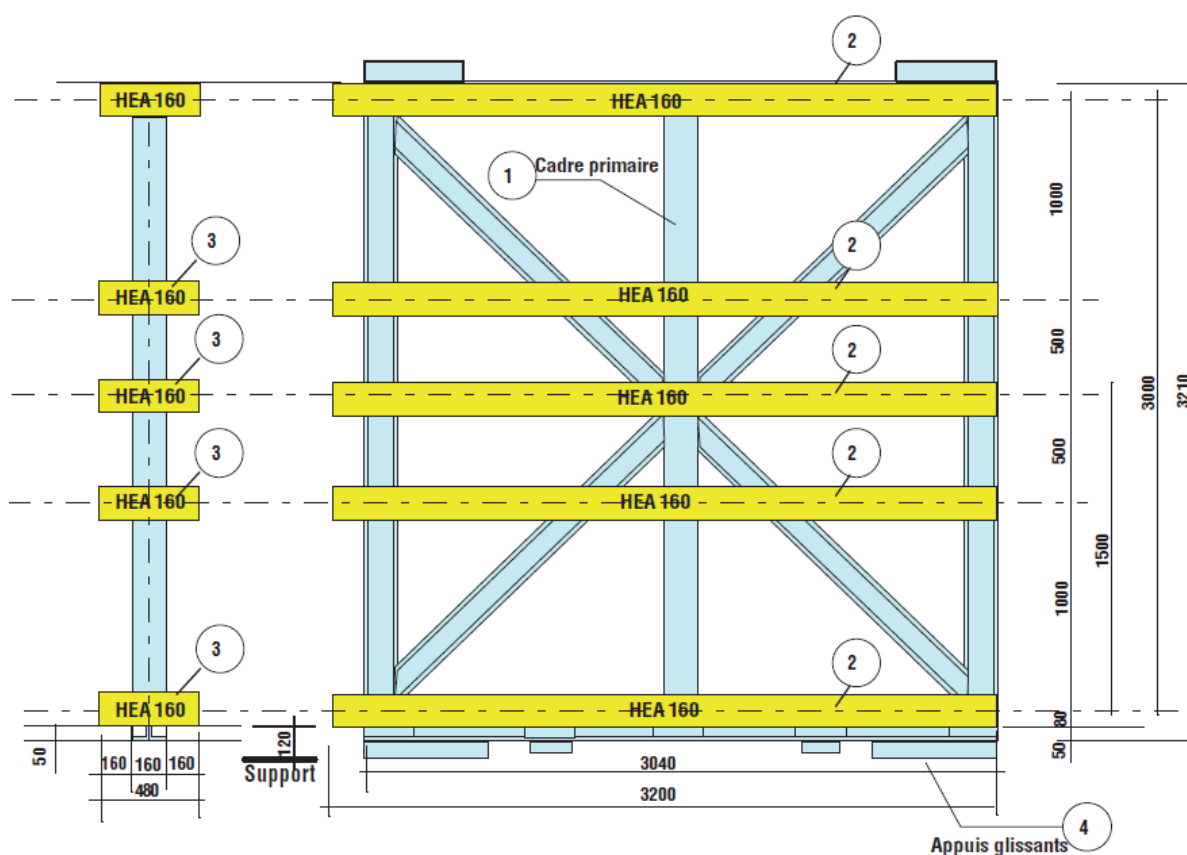


Figure 17 – Schéma du dispositif pour les essais dynamiques dans le plan du support

Il est constitué des éléments suivants repérés sur la Figure 18 :

1. Un cadre primaire constitué de HEA 160, contreventé
2. 5 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
3. Un retour de 480 mm
4. Appuis glissants

7.3 Dispositif d'essais dynamiques perpendiculaire au plan du support

Les corps d'épreuves sont montés sur un dispositif tel que défini sur le schéma ci-dessous.

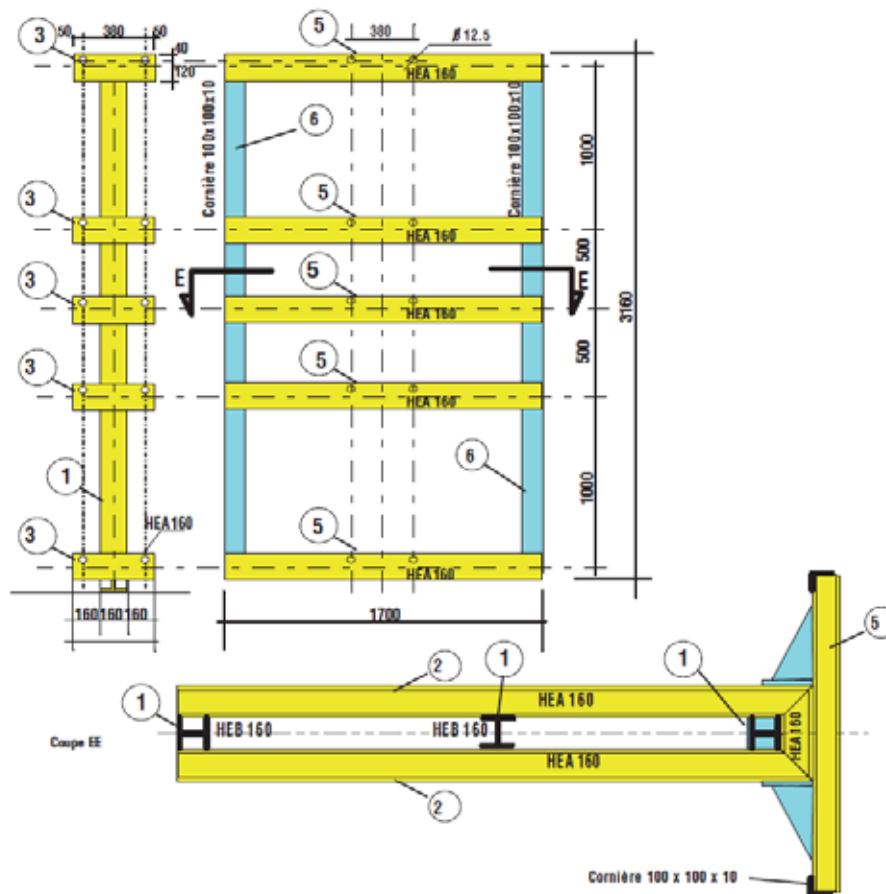


Figure 18 – Schéma du dispositif pour les essais dynamiques perpendiculaires au plan du support

Ce dispositif est attaché sur le dispositif présenté sur la *Figure 19* : dispositif d'excitation dans le plan du support :

1. Un cadre primaire constitué de HEA 160, contreventé
2. 5 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
3. Un retour de 480 mm
4. 5 montants horizontaux espacés de 1 000 mm ou 500 mm supports des fixations de l'ossature des bardages rapportés
5. 2 cornières permettant de supporter l'ensemble des montants horizontaux

8. Détermination de la fréquence propre par essai de choc

La pseudo-période (inverse de la fréquence propre) est déterminée en soumettant le bâti à une impulsion de courte durée et sous forme de signal carré (*Figure 19*).

La durée de l'impulsion sera suffisamment courte pour que le régime stationnaire du système de bardage rapporté soit atteint rapidement et que les informations ne soient pas perturbées trop longtemps par la nature de l'impulsion.

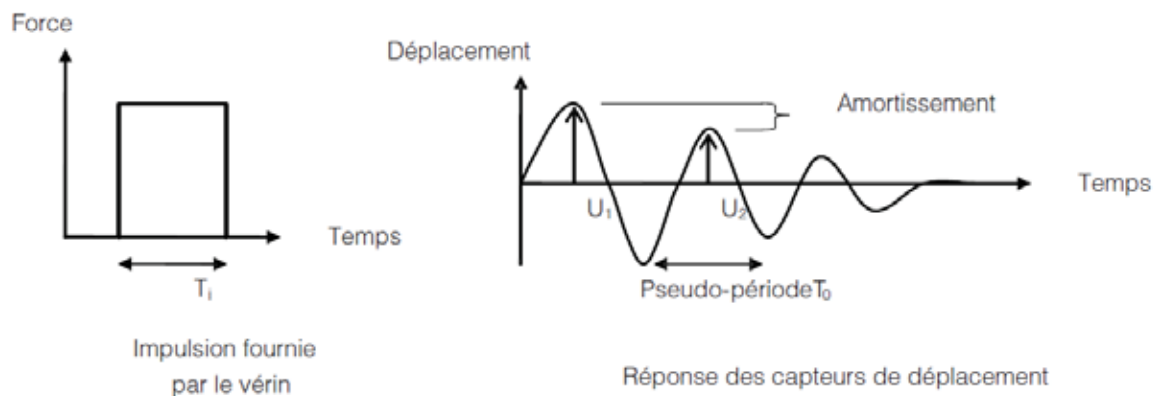


Figure 19 – Détermination de l'amortissement et pseudo-période

L'impulsion est réalisée en procédant à une sollicitation de type choc (signal carré) provoquant la courbe d'amortissement du système présenté en Figure 20 ci-dessous. Le pilotage s'effectue par un déplacement instantané du vérin, le choc est défini par l'amplitude du signal. Les sollicitations suivantes sont effectuées :

- 3 chocs à une amplitude de 2 mm afin de vérifier la reproductibilité du signal ;
- 3 chocs à une amplitude de 3 mm pour vérifier la reproductibilité du signal et l'influence de l'amplitude.

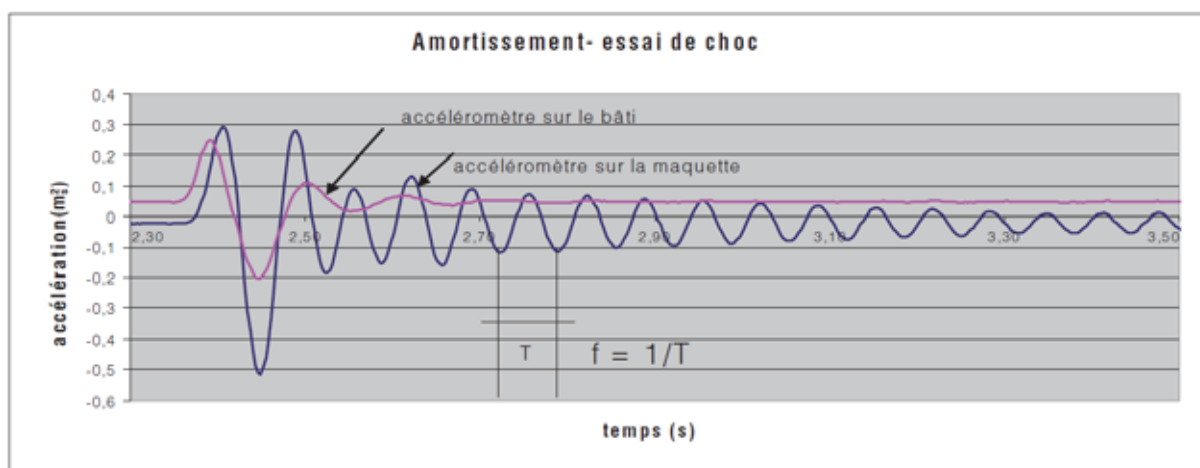


Figure 20 – Exemple de courbe d’amortissement

Les mesures sont effectuées à l’aide d’accéléromètre. Pour chaque essai, un accéléromètre est disposé sur le bâti support et le second sur la maquette dans la zone la plus proche possible du centre de gravité de la maquette.

La fréquence propre est obtenue en calculant l’inverse de la période telle que présentée sur la *figure 20*. D’autres méthodes de détermination de la fréquence propre existent.

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



CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS