



# ETUDE

AMORTISSEMENT ET CONFORT  
DES BÂTIMENTS BOIS  
DE MOYENNE ET DE GRANDE HAUTEUR

## **AVERTISSEMENT**

Cette publication vise à mettre à disposition des acteurs de la construction les résultats d'études menées dans le cadre des travaux de la Commission Technique d'ADIVbois.

ADIVbois ne saurait être tenu pour responsable des omissions, inexactitudes ou erreurs que pourrait contenir cette publication et qui résulteraient de la retranscription de ces études, réalisées sous la responsabilité de leurs auteurs respectifs, et auxquelles le lecteur est invité à se référer directement.

ADIVbois souligne également que les éléments et recommandations retranscrites dans le présent ouvrage présentent un caractère informatif et ne sauraient en aucun cas se substituer, même pour partie, aux études techniques et juridiques, tant au stade de la conception que de l'exécution, qui incombent à chaque acteur de la construction dans le cadre des projets auxquels il pourra être amené à participer.

### **Droits d'auteur - copyright ©**

L'ensemble de ce document relève de la législation française et internationale sur le droit d'auteur et la propriété intellectuelle. Tous les droits de reproduction sont réservés, y compris pour les documents téléchargeables et les représentations iconographiques et photographiques.

La reproduction de tout ou partie de ce document, y compris sur un support électronique quel qu'il soit est formellement interdite sauf autorisation expresse d'ADIVbois, du Codifab et des réalisateurs de l'étude.

## PRÉAMBULE

Depuis 2016, l'Association pour le Développement des Immeubles à Vivre Bois porte un projet innovant reposant sur des immeubles bois de moyenne et grande hauteur, qui se distinguent par des solutions structurelles bois et des aménagements intérieurs faisant appel au bois.

Ce projet innovant va de pair avec un important travail collectif (études, benchmark, prototypages) visant à accompagner la réalisation d'immeubles démonstrateurs.

La Commission Technique d'ADIVbois a lancé, depuis 2016, un nombre conséquent de travaux dans le cadre d'ateliers thématiques (structure, incendie, acoustique, enveloppe, environnement...) et d'études afin d'accompagner la conception et la réalisation des Immeubles à Vivre Bois. L'objectif de ces travaux est de favoriser la levée de freins technico-réglementaires et d'être partagés avec la collectivité.

Le présent document s'inscrit dans cette démarche.

Les études de cas, menées en 2017, ont permis d'identifier plusieurs points fondamentaux à prendre en compte dans la démarche de conception d'un BBGH, repris dans le Vadémécum ADIVbois. Le confort en tête (accélération et oscillations ressenties par les usagers sous les effets dynamiques de vent) est un point critique majeur, devenant le critère dimensionnant pour de nombreux éléments structureux.

Dans le cadre des études structurelles de bâtiment de moyenne et grande hauteur, qu'il soit en bois, en béton ou en acier, le comportement dynamique de la structure doit être étudié. En effet, lorsque la hauteur des constructions augmente, ces dernières deviennent potentiellement plus sensibles à des problématiques de mise en résonance avec les sollicitations irrégulières du vent.

Cela s'explique par le fait que le vent d'altitude sollicite plus intensément les immeubles (augmentation de la pression dynamique avec l'altitude), mais aussi que la rigidité globale des structures élancées est nécessairement plus faible que celle des ouvrages peu élancés.

Le comportement dynamique des structures est, de façon simplifiée, gouverné par trois paramètres :

- La masse de l'ouvrage
- La rigidité de la structure vis-à-vis des sollicitations horizontales
- L'amortissement de cette même structure

Les deux premiers paramètres sont accessibles de façon plus ou moins immédiate à l'ingénieur :

- Pour la masse, par une étude des composants de la structure et des charges qui y sont appliquées (planchers, façades, exploitants)
- Pour la rigidité, par un calcul RDM ou une méthode approchée modélisant le schéma de reprise des efforts horizontaux de la structure. Cette étude permettra de déterminer la fréquence fondamentale de l'ouvrage (plus d'informations sur les dispositions propres à l'analyse de structure en bois peuvent être trouvées dans le Vadémécum ADIVbois).

Pour ce qui est de l'amortissement, à l'inverse des structures béton ou acier, il n'existe pas à ce jour de valeur(s) donnée(s) pour les structures bois, ou encore mixte (bois-béton – bois-acier).

Fort de ce constat et souhaitant apporter des clés et des outils aux ingénieurs pour la conception et le calcul des bâtiments de moyenne et grande hauteur en bois, ADIVbois a initié plusieurs actions, dont l'une consiste en l'établissement d'une étude de benchmarking sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur et de la problématique du confort en tête face aux sollicitations dynamiques de vent.

Suite à l'appel d'offre, c'est le groupement Egis Concept / Elioth + FCBA qui a mené à bien cette mission.

# AMORTISSEMENT ET CONFORT DES BATIMENTS BOIS DE MOYENNE ET DE GRANDE HAUTEUR

L'étude menée par le groupement précité a été décomposée en trois livrables distincts :

- **Livable 1** : Benchmarking sur l'amortissement :
  - Analyse des normes et réglementations en vigueur, en France et à l'étranger, traitant de la problématique du confort vis-à-vis des sollicitations dynamiques du vent
  - Benchmarking des valeurs d'amortissement mesurées sur un ensemble de 26 ouvrages bois
- **Livable 2** : Analyse et discussion sur le critère de confort des usagers d'un bâtiment
- **Livable 3** : Étude de cas formant exemple d'application de la justification au confort en tête d'un bâtiment

À l'issu de cette étude, plusieurs constats et recommandations peuvent être tirés :

- L'Eurocode en l'état permet l'étude du confort en tête de bâtiment de grande hauteur uniquement dans le cas d'un bâtiment donc le mode fondamental est un mode de flexion pure. Dans le cas d'un mode fondamental en torsion, des études sortant du cadre de l'Eurocode sont nécessaires (essai en soufflerie, physique ou virtuelle, par exemple)
- Le choix du coefficient d'amortissement est un paramètre essentiel dans l'étude. L'étude de benchmarking conclue sur l'usage d'un coefficient d'amortissement visqueux critique situé entre 2 et 3%
- Le critère de confort est lui aussi un paramètre important, et les exigences des différentes normes et textes de la littérature souffre d'une grande hétérogénéité. Des critères à 15 milli-g pour des immeubles de logements et 18 à 20 milli-g pour des immeubles tertiaires, associés à des périodes de retour de 10 ans, font toutefois l'objet d'un consensus relativement admis au sein des cabinets d'ingénierie

Face à ces conclusions nuancées et aux difficultés de la prédiction du comportement dynamique d'un bâtiment avant sa construction, le choix d'une valeur d'amortissement et d'un critère de confort associé se doivent d'être le fruit d'une discussion entre concepteur, maître d'ouvrage et contrôleur technique, basé sur une analyse des risques et de la sensibilité du projet et des usagers.



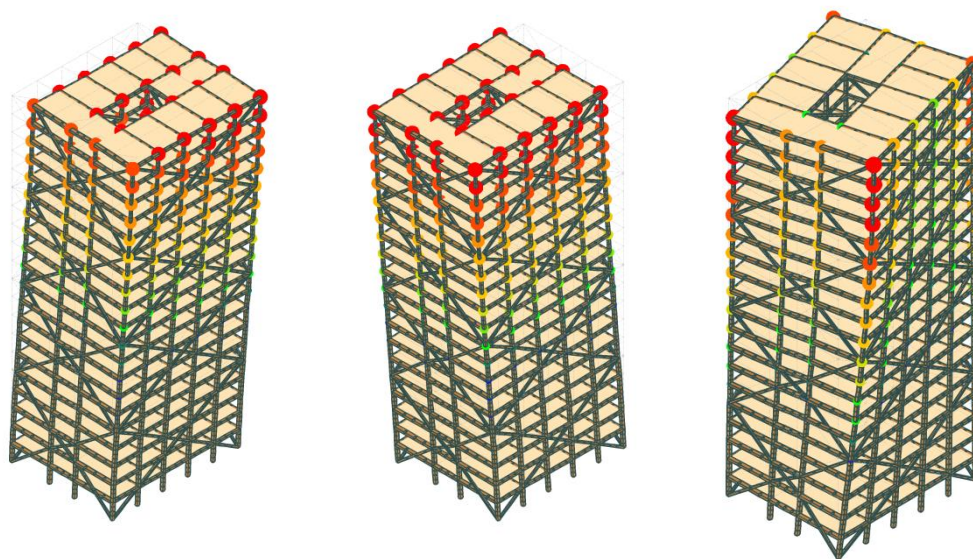
**LIVRABLE 1 :**  
**RAPPORT DE L'ETUDE**  
**BIBLIOGRAPHIQUE SUR**  
**L'AMORTISSEMENT**  
**DES BATIMENTS BOIS DE**  
**GRANDE HAUTEUR**

16 NOVEMBRE 2018 – INDICE A

# AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR

ETUDE DE BENCHMARKING

**LIVRABLE 1** : RAPPORT DE L'ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'AMORTISSEMENT  
DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR



**eliOTH**  
egisconcept

Elioth – Egis concept  
4, rue Dolorès Ibarruri  
F-93188 Montreuil cedex

**FCBA**

INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Institut technologique FCBA  
(Forêt Cellulose Bois-  
construction Ameublement)  
10 Rue Galilée  
77420 Champs-sur-Marne



ADIVBOIS

Association pour le Développement  
d'Immeubles à Vivre Bois  
120 avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS

**CODIFAB**

Comité professionnel de  
Développement des Industries  
Français de l'Ameublement et du Bois  
120 avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS

## ETUDE DE BENCHMARKING SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR

**Demandeur :** CODIFAB  
 Comité Professionnel de Développement des  
 Industries Françaises de l'Ameublement et du Bois  
 120, Avenue Ledru-Rollin  
 75011 PARIS

**LIVRABLE 1 :**

Rapport de l'étude bibliographique sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur

SUIVI DES MODIFICATIONS				
INDICE	MODIFICATIONS	DATE D'EMISSION	CONTRIBUTEURS	
A	Emission	16/11/2018	<b>Elioth</b>	Koliann MAM François CONSIGNY
			<b>FCBA</b>	Laurent LEMAGOROU Serge LENEVE

## SOMMAIRE

<b>I. INTRODUCTION .....</b>	<b>4</b>
<b>I.1. CONTEXTE.....</b>	<b>4</b>
<b>I.2. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE .....</b>	<b>4</b>
<b>II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS .....</b>	<b>5</b>
<b>II.1. NORMES ET REGLEMENTATIONS .....</b>	<b>5</b>
II.1.1. ACCELERATION ET AMORTISSEMENT .....	5
II.1.2. VALEURS ISSUES DES REGLEMENTATIONS FRANÇAISES .....	5
II.1.3. REGLEMENTATIONS ET GUIDES A L'INTERNATIONAL .....	6
<b>II.2. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET MESURES IN SITU DE L'AMORTISSEMENT.....</b>	<b>6</b>
II.2.1. RAPPELS SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS.....	6
II.2.2. PRESENTATION DE LA BASE DE DONNEES AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS .....	7
<b>II.3. ANALYSE DES RESULTATS .....</b>	<b>12</b>
II.3.1. RELATION AMORTISSEMENT / FREQUENCE / HAUTEUR .....	12
II.3.2. TYPOLOGIE ET MATERIAUX.....	16
II.3.3. INFLUENCE DU SECOND-CŒUVRE .....	19
II.3.4. PHENOMENES NON LINEAIRES : INFLUENCE DE L'AMPLITUDE DES VIBRATIONS.....	20
<b>III. SYNTHESE &amp; RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>22</b>
<b>IV. ANNEXE A : AMORTISSEMENT ET MIXITE .....</b>	<b>23</b>
<b>IV.1. METHODES MODALES .....</b>	<b>23</b>
<b>IV.2. METHODE FORFAITAIRE .....</b>	<b>23</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>24</b>

# I. INTRODUCTION

---

## I.1. CONTEXTE

L'association ADIVbois travaille depuis maintenant 3 ans pour accompagner l'émergence de Bâtiments en bois de Grand Hauteur (BBGH) en France. La Commission Technique d'ADIVbois a contribué à la réalisation de plusieurs études exploitables par les concepteurs adhérents dont notamment, un Benchmarking national et international, des Etudes de cas sur trois grands principes constructifs types, et une prestation d'AMO dans le cadre d'un programme PUCA, dédié spécifiquement aux BBGH.

Les études de cas menées en 2017 [ADIVbois, 2017] ont permis d'identifier plusieurs points fondamentaux à prendre en compte dans la démarche de conception d'un BBGH. Notamment, la maîtrise des déplacements horizontaux et oscillations pilotés par la raideur, l'amortissement et la masse du bâtiment, apparaît fondamentale vis-à-vis des critères liés à la conception des bâtiments de grande hauteur.

A ce titre, le confort en tête (accélération et oscillations ressenties par les usagers sous les effets dynamiques de vent) est un point critique majeur. Les études de sensibilité menées dans le cadre de ces études de cas ont ainsi montré que dans de nombreuses configurations, le confort en tête d'immeuble devient le critère dimensionnant pour de nombreux éléments structuraux, qui plus est lorsque le nombre d'étages devient important.

La garantie du confort des usagers est classiquement assurée par une justification portant sur la probabilité de dépassement d'une valeur maximale de l'accélération en tête du bâtiment, au-dessus de laquelle les usagers ressentent une gêne.

Cette justification, guidée par la [NF EN 1991-1-4] et son annexe nationale, dépend fondamentalement de la valeur de la raideur et de l'amortissement élastique de la structure. L'annexe F préconise des valeurs courantes du pourcentage d'amortissement critique, pour de nombreux types d'ouvrage, mais aucune valeur ne correspond au cas d'un BBGH, dont le rapport masse/raideur est différent.

Il apparaît aujourd'hui nécessaire de lever les incertitudes sur la valeur de l'amortissement structural critique d'un bâtiment bois de grande hauteur, et d'évaluer son influence sur le comportement dynamique sous charges de vent de ce type d'ouvrage.

## I.2. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE

Le présent document présente la synthèse des travaux bibliographiques sur le pourcentage d'amortissement critique et le comportement vibratoire des bâtiments bois de grande hauteur sous charges de vent, menés par Elioth et l'Institut technologique du FCBA.

Le rapport s'articule en 3 grandes parties :

- Une analyse des normes et réglementations actuelles en France et à l'étranger
- Une présentation des recherches bibliographiques menées sur les mesures d'amortissement dans les bâtiments bois et l'élaboration d'une base de données détaillée.
- Une analyse de la base de données selon différents critères inspirés de l'expérience des bâtiments acier et béton.

Finalement, des recommandations seront émises sur la valeur de calcul de l'amortissement des bâtiments bois vis-à-vis de la connaissance scientifique actuelle, mais aussi sur les perspectives futures de la base de données ainsi construite.

## II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS

### II.1. NORMES ET REGLEMENTATIONS

#### II.1.1. ACCELERATION ET AMORTISSEMENT

La garantie du confort des usagers est classiquement assurée par une justification portant sur la probabilité de dépassement d'une valeur maximale de l'accélération en tête de la tour, au-dessus de laquelle les usagers ressentent une gêne (voir Livrable 2 « Critères et méthodes de justification du confort »).

Cette justification, guidée par la [NF EN 1991-1-4] et son annexe nationale, dépend fondamentalement de la valeur de l'amortissement de la structure. Plus l'amortissement d'un bâtiment est important, plus l'amplitude des oscillations sera faible et plus les oscillations se dissiperont vite. La valeur de l'amortissement dépend fortement des matériaux et du système structurel, mais aussi des éléments d'habillage, d'ameublements etc. [Tamura, 2000].

La méthode de justification des oscillations ressenties par les usagers sous les charges dynamiques de vent présentée dans la [NF EN 1991-1-4] fait intervenir le décrétement logarithmique d'amortissement pour le mode fondamental de flexion. Ce dernier peut être estimé par la formule suivante :

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (1) \quad [EC1-4 F.15]$$

Où  $\delta_s$  est le décrétement logarithmique d'amortissement structural ;  $\delta_a$  est le décrétement logarithmique d'amortissement aérodynamique pour le mode fondamental ;  $\delta_d$  est le décrétement logarithmique d'amortissement dû à des dispositifs spéciaux (amortisseurs dynamiques accordés, amortisseur à mouvement liquide etc.)

La valeur du pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  en fonction du décrétement logarithmique est donnée par la formule suivante :

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{\delta}\right)^2}} \quad (2)$$

#### II.1.2. VALEURS ISSUES DES REGLEMENTATIONS FRANÇAISES

L'annexe F de la [NF EN 1991-1-4] préconise des valeurs approchées du décrétement logarithmique d'amortissement structural du mode fondamental pour différents types de structure. Aucune valeur de calcul pour les bâtiments bois n'est cependant donnée.

Pour les ponts en bois une fourchette indicative du décrétement logarithmique 0,06 - 0,012 est indiquée ; ce qui correspond à un pourcentage d'amortissement critique compris entre **1%** et **1,9%**. Pour la conception de l'immeuble Treet en Norvège, la valeur de 1,9% a été utilisée pour les calculs d'accélération en tête de tour [Malo et al., 2016]. Pour le bâtiment de Brock Commons une valeur d'amortissement de **1,5%** a été considérée pour le calcul de la structure [Canadian Wood Council, 2018]. Le guide [Sétra/AFGC, 2006], sur l'évaluation du comportement vibratoire des passerelles, donne pour des structures bois de type passerelle une valeur minimale de l'amortissement critique de **1,5%** et une valeur moyenne de **3%**.

Selon l'Annexe F de l'Eurocode 1 [NF EN 1991-1-4], les pourcentages d'amortissement critique des bâtiments en béton armé et en acier sont respectivement de **1,6%** et **0,8%**.

### II.1.3. REGLEMENTATIONS ET GUIDES A L'INTERNATIONAL

L'ancienne **norme Suédoise [BSV 97]** suggère un décrétement logarithmique de 0,092, soit un taux d'amortissement de **1,5%** pour les bâtiments bois.

Sur la base de différentes mesures de vibrations effectuées sur des bâtiments en bois de moyenne et faible hauteur avec différents systèmes structurels (ossatures légères, charpente poteaux/poutres, CLT etc.) (voir II.2.), le guide technique **[FPInnovations, 2014]** pour la conception et la construction de bâtiments en bois de grande hauteur au Canada, indique qu'il semble raisonnable d'utiliser **3 %** comme amortissement visqueux critique pour la conception contre les effets du vent.

Le **TABLEAU 1** synthétise les valeurs d'amortissement issues des réglementations, guides et normes français et internationaux.

	EC1 1-4 Pont Bois		Guide Sétra/AFGC Passerelle		BSV97	FPInnovations	EC1 1-4 Bâtiment Béton	EC1 1-4 Bâtiment Acier
$\delta_s$	MIN	0,06	MIN	0,09	0,092	0,19	0,1	0,05
	MAX	0,12	MOY	0,19				
$\xi$ [%]	MIN	1,0%	MIN	1,5%	1,5%	3%	1,6%	0,8%
	MAX	1,9%	MOY	3%				

**TABLEAU 1** : Synthèse des valeurs issues des réglementations française, européennes et étrangères relatives aux valeurs d'amortissement des bâtiments bois. [NF EN 1991-1-4], [Sétra/AFGC, 2006], [FPInnovations, 2014]

## II.2. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET MESURES IN SITU DE L'AMORTISSEMENT

### II.2.1. RAPPELS SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS

La prédiction du comportement dynamique d'un bâtiment sous charges de vent dépend de différents paramètres clés de l'ouvrage : distribution massique, raideur et amortissement. Alors que les deux premiers peuvent être estimés avec une incertitude plus restreinte grâce à des modèles de calculs, l'amortissement demeure un phénomène difficile à anticiper de manière fiable.

Cette difficulté s'explique par un nombre important de paramètres et mécanismes influençant la valeur du pourcentage d'amortissement critique d'un bâtiment **[Smith et al., 2010]**, **[Tamura, 2000]**. Les sources de l'amortissement sont nombreuses et complexes et mettent en œuvre un certain nombre de mécanismes de dissipation d'énergie.

#### Amortissement intrinsèque du matériau

L'amortissement au sein des matériaux est un processus très complexe et peut faire intervenir de nombreux mécanismes. De manière générale, la dissipation de l'énergie au sein du matériau résulte de processus irréversibles, avec des transformations et des frottements internes à la structure sous des contraintes cycliques. Ces mécanismes peuvent être ainsi fonction de la température, de l'amplitude ou de la fréquence de déformation et entraîne un comportement non-linéaire.

## Assemblages

L'amortissement dû aux assemblages provient principalement des frottements/glislements aux niveaux des interfaces constitutives des liaisons entre les différents éléments de la structure, généralement dans les plans de cisaillement.

## Fondations

Les fondations procurent deux sources principales de dissipation d'énergie : l'amortissement intrinsèque du sol et l'amortissement radiatif. Ce dernier provient de la naissance d'un champ rayonné constitué d'ondes de volume et de surface du fait des oscillations des fondations. La propagation de ces ondes entraîne une dissipation d'énergie, plus ou moins importante.

## Influence des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux tels que le bardage, les parois non porteuses, enveloppe... fournissent une source potentielle d'amortissement supplémentaire pour un bâtiment. Puisque beaucoup de ces éléments ne sont pas reliés de manière rigide les uns aux autres ou à la structure primaire, les déformations du bâtiment entraînent des frottements aux niveaux de l'interface entre ces différents éléments. **[Davenport & Hill-Carroll, 1986], [Ellis & Bougard, 2001]** ont ainsi montré que la présence des cloisons non porteuses avait une influence importante sur la fréquence et l'amortissement critique du bâtiment.

## Amortissement aérodynamique

Les vibrations du vent dans le sens de l'écoulement du vent incident entraînent un amortissement aérodynamique sur la structure. L'Eurocode **[NF EN 1991-1-4]** donne ainsi une formule permettant de calculer une valeur approchée de cet amortissement. L'amortissement aérodynamique est en général très faible par rapport à l'amortissement structural.

On note aussi que les vibrations transversales au vent incident ne génèrent généralement pas d'amortissement, et peuvent au contraire dans certains cas entretenir voire amplifier les vibrations du fait du phénomène de galop. On parle alors d'amortissement négatif.

## II.2.2. PRESENTATION DE LA BASE DE DONNEES AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS

Une recherche bibliographique des essais et mesures disponibles dans la littérature scientifique sur la valeur de l'amortissement des bâtiments bois a été conduite. Grâce à l'examen détaillé de ces études, une grille d'analyse inspirée de l'expérience des bâtiments acier et béton, a été mise en place, dans l'objectif de créer une base de données sur l'amortissement des bâtiments bois.

Cette base de données, qui sera vouée à être complétée et enrichie dans le futur, permettra de donner au concepteur les outils pour justifier une valeur de calcul de l'amortissement en fonction des spécificités du projet à l'étude.

## Sources bibliographiques

**[Ellis et al., 2001]** Un bâtiment de six étages à ossature bois et bardage en brique a été construit dans un hangar et testé sous vibrations ambiantes et forcées afin de mesurer les propriétés dynamiques (raideur et amortissement) de la structure durant les différentes étapes de construction de l'ouvrage. Les objectifs de l'étude étaient de mesurer l'amortissement d'une structure bois à ossature légère (structure seule), mais surtout d'observer l'influence des éléments non-structuraux, et notamment les cloisons intérieures et le bardage, sur les propriétés dynamiques du bâtiment.

**[Omenzetter et al., 2012]** réalisent une série de mesures sur le bâtiment NMIT en Nouvelle Zélande, dont le contreventement est assuré par des panneaux en lamibois LVL post contraints par des tirants en acier, dans



le but d'évaluer ses caractéristiques dynamiques et la performance sismique de l'ouvrage.

Avec le développement important de la construction bois de moyenne et grande hauteur au Canada, l'organisme FPInnovations a lancé depuis plusieurs années un vaste projet de recherche visant à étudier la performance dynamique des bâtiments bois sous charges de vent. Des mesures d'amortissement et des propriétés dynamiques ont ainsi été réalisées dans plusieurs bâtiments bois en CLT et lamellé-collé (WIDC, CSN, Brock Commons...). [Hu et al., 2014] [Hu et al., 2016] [Hu & Cuerrier Auclair, 2018d, 2018c, 2018a, 2018b].

[Feldmann et al., 2016] étudie les propriétés dynamiques de différentes structures de grande hauteur en bois sous les vibrations ambiantes induites par le vent, grâce à une série de mesures sur des bâtiments bois existants, mais aussi sur des tours d'observation et une éolienne en bois.

[Reynolds et al., 2015] [Reynolds et al., 2014] [Reynolds et al., 2016] présentent des mesures des propriétés dynamiques de différents bâtiments en CLT et à ossature bois au Royaume-Uni, en Italie et en Suède (Murray Grove, Limnologen, UEA etc...). Ils comparent les propriétés dynamiques de deux bâtiments à géométrie identique en Italie, mais avec des typologies structurelles différentes (CLT et ossature bois).

L'université NTNU [Olsen & Hansen, 2016] a conduit une série de mesures dynamiques sur les bâtiment Treet de Bergen (actuellement un des immeubles tout bois les plus haut du monde avec ses 51 m) et de Moholt 50|50 (résidence universitaire de 9 étages en CLT) en Norvège.

En 2017 dans le cadre du congrès Woodrise, un essai sismique a été conduit par le FCBA sur une maquette à l'échelle 1:3 représentatif de la structure de la future tour en bois Silva à Bordeaux (qui sera construite par Kaufman & Broad). Des mesures préliminaires de l'amortissement de la structure (structure seule, sans second-œuvre) par deux méthodes différentes ont été réalisées (analyse modale et vibrations libres). Des facteurs de similitude selon la loi de Cauchy-Froude ont été utilisés pour estimer les caractéristiques de la maquette à l'échelle 1.

## Grille d'analyse

Seule une compréhension fine de la variabilité et dispersion des mesures, permettra de définir une valeur pertinente de l'amortissement d'un BBGH utilisée dans le dimensionnement de l'ouvrage. Une grille de lecture détaillée a été mise en place afin d'analyser les résultats des essais et mesures à disposition. Au total 26 bâtiments composent la présente base de données.

**Système structurel gravitaire et de contreventement :** les systèmes structuraux de descente de charges gravitaires et de stabilité latérale (contreventement) sont identifiés. On note une certaine diversité en termes de typologies avec des bâtiments à ossature bois, en CLT, en exosquelette lamellé-collé, à noyau béton etc...

**Hauteur et nombre d'étages :** la hauteur et le nombre d'étages sont référencés afin d'observer les évolutions des fréquences propres et de l'amortissement avec la hauteur des ouvrages.

**Matériau :** un code matériau est associé à chaque projet en fonction de la composition matérielle de la structure. On note ainsi trois grandes compositions : W, W/RC, W/St désignent respectivement les bâtiments tout bois, composite bois/béton et composite bois/acier.

**Phase (en service ou en construction) :** la phase durant laquelle les mesures sont effectuées est essentielle sur les propriétés dynamiques d'un bâtiment. Comme décrit précédemment, les éléments non structuraux ont une influence non négligeable sur les valeurs de l'amortissement et les fréquences propres d'un bâtiment. Plusieurs des études citées précédemment présentent le résultat de mesures effectuées à la fois durant la construction de l'ouvrage et une fois la mise en service du bâtiment.

**Modes, fréquences et amortissement :** pour chaque étude on identifie les propriétés dynamiques mesurées : mode mesuré, type de déformée modale (flexion ou torsion), fréquence et amortissement.

**Méthodes de mesures :** on note ici différentes informations disponibles sur les méthodes de mesures employées (mesures sous vibrations ambiantes ou forcées, amplitudes des vibrations etc...)

**Sources :** références bibliographiques des mesures

<b>Légende</b>	
<b>Systeme structurel</b>	
CLT	Cross Laminated Timber
GL	Lamellé Collé
LVL	Lamibois
PB	Système poteau poutre
RC Core	Noyau en béton armé
GL Bracing	Exosquelette bois
CLT/St	Système de contreventement par panneau CLT post-contraints
ITF	Panneau à ossature bois
LVLw	Panneau en lamibois
<b>Code Mat</b>	
W	Système structurel tout bois
W/RC	Système structurel mixte bois/béton
W/St	Système structurel mixte bois/acier
<b>Phase</b>	
DC	Mesures durant la construction de l'ouvrage, ou structure seule
S	Mesure en service de l'ouvrage

Bâtiment	Système structurel			Etages	Hauteur [m]	Code Mét	Mode	Phase	Mesures			Source	Méthodes de mesures	
	Gravitaire	Stabilité Latérale	Podium/ Balcon						[Hz]	ξ [%]				
Maquette Woodrise 13	Pb(GU) + CLT	CLT + GL Bracing	-	3	9	W	1 Flexion X	DC	4,8	3,1	3,4	[FGB-2018]	Analyse modale multiéchelles sous table vibrante 1 mm. Accélération 30 mg RMS + Vibrotone Boves avec mesure du décalent logarithmique à partir de 20 mg	
							2 Flexion Y	DC	6,2	4,5				
							3 Torsion	DC	8,2	4,3				
Limnologen	Pb(GU) + CLT	CLT/SI	Oui	8	25	W/SI	1 Flexion X	S	2,28	2,24	2,3	[Reynolds 2014]	Analyse modale sous VA 3h. Vitesse moyenne vent 3,6-4,1 m/s. Mesures single et multiéchelles + Interférences amortissement amplitude de vent entre les deux états de mesure?	
							2 Flexion X	S	2,48	2,48	1			0,9
							3 Torsion	S	3,5	3,63	3,1			2
UEA	CLT	CLT	Oui	7	20	W	1 Flexion X	DC	2,7	3,2	5,6	[Reynolds 2014]	Analyse modale multiéchelles sous VA 3h. DC : vitesse moyenne vent 6,0-7,6 m/s avec pics 8,5-11,3 m/s ; vitesse moyenne vent 9,4 m/s avec pics 11 m/s	
							1 Flexion X	S	2,45	5,2	9,1			
Stadthaus	CLT	CLT	Oui	9	30	W	1 NC	S	2,26		1,9	[Reynolds 2014]	Analyse modale multiéchelles sous VA 3h. Vitesse moyenne vent 3,1-3,6 m/s avec des pics 6,3-7,6 m/s	
							2 NC	S	2,99		2,2			
Tremò - TF	Pb(GU)	ITF + RC Core	-	5	15,6	W/RC	1 Flexion X	S	4,1	4,16	5,8	[Reynolds 2016b]	Analyse modale multiéchelles sous VA 30 min. Valeur efficace (Root Mean Square) de l'accélération au niveau du plancher haut : 5,1-5,8 mm/s <sup>2</sup> (vent 0,5-0,9 mg)	
							2 Flexion Y	S	4,87	4,97	7,3			8,7
							3 Torsion	S	6,29	6,34	4,6			4,7
Tremò - CLT	Pb(GU) + CLT	CLT + RC Core	-	5	15,6	W/RC	1 Flexion X	S	4,03	4,08	4,9	[Reynolds 2016b]	Analyse modale multiéchelles sous VA 30 min. Valeur efficace (Root Mean Square) de l'accélération au niveau du plancher haut : 2,5-10,2 mm/s <sup>2</sup> (vent 0,25-1 mg)	
							2 Flexion Y	S	4,8	4,99	6,5			8,3
							3 Torsion	S	5,51	5,63	4,7			7
H8	Pb(GU) + CLT	CLT + RC Core	-	8	23,9	W/RC	1 Flexion X	S	2,33	2,34	1,72	[Feldmann 2016]	Analyse modale multiéchelles sous VA 20-40 min. Vitesse de vent très faible	
							2 Flexion Y	S	3,31	3,41	1,5			2,53
Kampa	Pb(GU) + CLT	ITF + CLT	-	8	26,4	W	1 Flexion X	S	1,6	1,29	1,77	[Feldmann 2016]	Analyse modale multiéchelles sous VA 20-40 min. Vitesse de vent très faible	
							2 Flexion Y	S	1,73	1,55	2,03			
LCT One	Pb(GU)	RC Core	Oui	8	26,6	W/RC	1 Flexion X	S	1,8	1,85	2,14	[Feldmann 2016]	Analyse modale multiéchelles sous VA 20-40 min. Vitesse de vent faible	
							2 Flexion Y	S	2,71	2,78	6,34			7,55
CSN	Pb(GU)	RC Core + RC Walls	-	6	22,1	W/RC	1 Flexion X	DC	2,72	2,73	1,2	[Fu 2014][Fu 2016]	Analyse modale multiéchelles sous VA	
							2 Flexion X	S	2,8	3,8	3,8			2
							2 Flexion Y	S	3,9	3,9	3			4
WDC	Pb(GU) + LUJ + CLT	CLT	-	6	29,5	W	1 Flexion X	DC	1,1		3	[Fu 2016][Fu 2016b]	Analyse modale multiéchelles sous VA	
							1 Flexion X	S	1,4		3			2
							2 Flexion Y	DC	1,3		2			2
							2 Flexion Y	S	1,6		2			
							3 Torsion	DC	1,5		2			
							3 Torsion	S	1,9		3			

TABLEAU 2 : Base de données des essais et mesures d'amortissement réalisés sur des bâtiments bois

Bâtiment	Système structurel			Etages	Hauteur [m]	Code Mat	Mode	Phase	Mesures			Source	Méthodes de mesures
	Gravitaire	Stabilité Latérale	Podium/ balcon						f [Hz]	ξ [%]			
TF2000	PRLGL	ITF	-	6	19.5	W	1 Flexion X	DC	2	2.01	2.44	2.12	[Eils 2001] Analyse modale multiéchelles sous vibrations forcées + mesure des fréquences sous VA + vibration libre et détection logarithmique (amplitude écartion 1.5 mg)
							1 Flexion X	DC	2.7	2.76	3.21	3.19	
							1 Flexion Y	S	3.57	3.61	2.78	2.58	
SOFE Project	CLT	CLT	-	6	23.5	W	1 Flexion X	DC	2.34	2.34	4.6	2.88	[Cecconi 2013] Vibration libre après impulsion initiale. Amplitude de 300 mg
							2 Flexion Y	DC	3.52	3.52	6.9	2.88	
							3 Torsion	S	5.88	5.88	2.58	2.88	
Mottell 50150	CLT	CLT	Oui	9	28	W	1 Flexion X	DC	2.18	2.19	1.5	2.68	[Olsen NTNU 2016] Analyse modale multiéchelles sous VA, 2h et vibrations forcées. Accélération max VA : 0.25-0.5 mg. Vent très faible activité changeur prépondérante. Accélération max VF : 10.5 mg
							2 Torsion	DC	2.47	2.50	1.48	2.88	
							3 Torsion	DC	2.79	2.79	2.05	2.88	
Trest	PRLGL	GL Bearing	Oui	14	51	W	1 Flexion X	DC	1.02	1.03	1.6	2.4	[Olsen NTNU 2016] Analyse modale multiéchelles sous VA, 2h. Accélération max : 0.9 mg. Vitesse vent moyennée 9-10 m/s avec pics 1.5-18 m/s
							1 Flexion X	S	0.98	0.97	1.84	1.6	
							2 Flexion Y	DC	1.17	1.19	1.1	1.6	
Whitmore Road	CLT	CLT	Oui	6	18	W	1 Flexion X	S	3.52	3.52	3	1.98	[Reynolds 2016a] Analyse modale multiéchelles sous VA. Accélération max : 1 mg
							2 Flexion Y	S	4.6	4.6	2.6	1.98	
							3 Torsion	S	6.3	6.3	3.8	1.98	
BRE Innovation Park	PRLGL	ITF	-	3	10	W	1 NC	S	4.6	4.6	2.6	1.98	[Reynolds 2016a] Analyse modale multiéchelles sous VA. Accélération max : 0.5 mg
							2 NC	S	6.3	6.3	3.8	1.98	
							3 NC	S	6.3	6.3	3.8	1.98	
NMIT	PRLGL + LVLW	LVLW/SI	-	3	12	WSI	1 NC	S	3.52	3.52	1.6	2.4	[Omerzetler 2012] Analyse modale multiéchelles sous VF 10 min.
							2 NC	S	4.07	4.07	2.4	2.4	
							3 NC	S	4.07	4.07	2.4	2.4	
?	PRLGL + ITF	ITF	-	2	10.6	W	1 NC	S	4.6	4.6	3.8	1.98	[Hu 2014] Analyse modale multiéchelles sous VA
							2 NC	S	3.9	3.9	4.5	1.98	
							3 NC	S	2.8	2.8	1.4	1.98	
?	PRLGL	ITF	-	4	18.3	W	1 NC	S	2.8	2.8	1.4	1.98	[Hu 2014] Analyse modale multiéchelles sous VA
							2 NC	S	3.9	3.9	5.4	1.98	
							3 NC	S	3.9	3.9	5.4	1.98	
?	PRLGL + CLT	CLT	-	4	12.6	W	1 NC	DC	3.2	3.2	1.3	1.98	[Hu 2014] Analyse modale multiéchelles sous VA
							2 NC	DC	1.70	1.70	2.0	1.98	
							3 NC	S	1.90	1.90	2.0	1.98	
Athora	PRLGL	CLT	Oui	8	22.7	W	1 Flexion X	S	1.90	1.90	2.0	1.98	[Hu 2016a] Analyse modale multiéchelles sous VA
							2 Torsion	DC	2.00	2.00	2.0	1.98	
							3 Torsion	S	2.00	2.00	3.0	1.98	
Brook Commons	PRLGL	RC Core	Oui	17	53	W/RC	1 Flexion X	DC	1.00	1.00	1.0	1.98	[Hu 2016b] Analyse modale multiéchelles sous VA
							2 Torsion	DC	1.20	1.20	1.0	1.98	
							3 Flexion Y	DC	4.00	4.00	1.0	1.98	
Origine Quebec City	PRLGL + CLT	CLT	-	13	40.9	W	1 Flexion X	S	1.30	1.30	2.0	4.0	[Hu 2016c] Analyse modale multiéchelles sous VA
							2 Torsion	S	1.50	1.50	2.0	4.0	
							3 Flexion Y	S	1.80	1.80	2.0	4.0	

TABLEAU 3 : (Suite) Base de données des essais et mesures d'amortissement réalisés sur des bâtiments bois

## II.3. ANALYSE DES RESULTATS

### II.3.1. RELATION AMORTISSEMENT / FREQUENCE / HAUTEUR

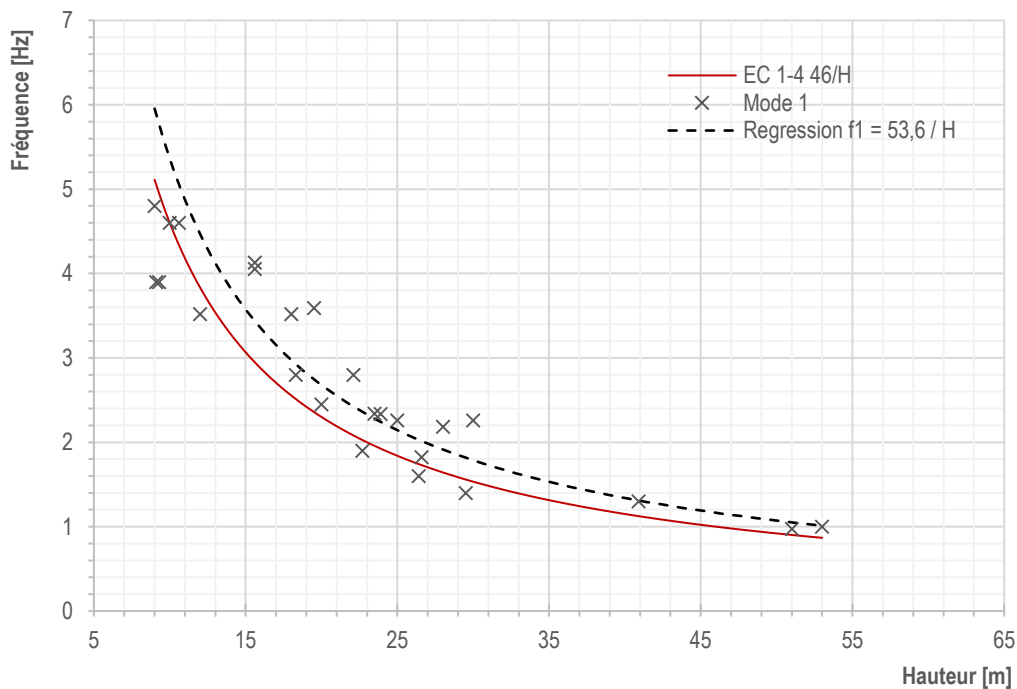
#### Fréquence fondamentale et hauteur

La fréquence fondamentale d'un bâtiment dépend de sa géométrie et de sa distribution en masse et raideur. Si des bâtiments présentent une densité moyenne similaire et dont les systèmes de stabilité latérale sont conçus pour satisfaire les mêmes critères de raideur et confort, alors il semble cohérent de penser que leur fréquence propre est principalement fonction de la hauteur du bâtiment.

Cette corrélation a été largement observée pour les bâtiments en acier et béton comme présentée dans [Satake et al., 2003]. L'Eurocode 1-4 [NF EN 1991-1-4] donne ainsi une formule permettant d'estimer la fréquence fondamentale de flexion d'un bâtiment d'une hauteur de plus de 50 m :

$$f_1 = \frac{46}{H}$$

La **FIGURE 1** présente la relation hauteur/fréquence pour les différents bâtiments de la base de données. On observe bien une certaine corrélation de la fréquence fondamentale avec la hauteur. La formule donnée dans l'Eurocode présente un certain accord avec les résultats de la base de données (même si aucun bâtiment ne dépasse ici les 50 m). Cependant, on note globalement que cette formule tend à sous-estimer la fréquence fondamentale des bâtiments bois. Cette écart peut s'expliquer par un ratio raideur/densité plus grand pour le matériau bois comparativement à l'acier et au béton. En appliquant une régression de même type sur les valeurs de la base de données, on obtient la relation  $f_1 = 53,5/H$ , comme présentée dans la **FIGURE 1**.



**FIGURE 1** : Relation fréquence/hauteur pour les bâtiments bois de la base de données.

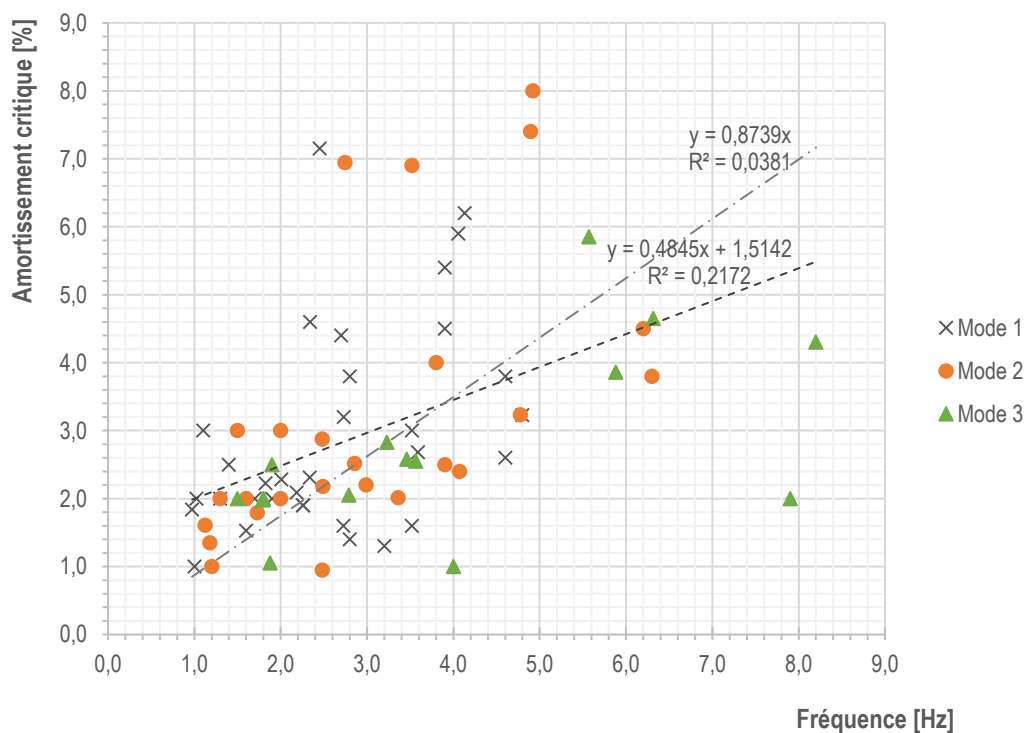
**NB** : pour chaque bâtiment sont présentées ici les mesures en service en priorité, et on note ce filtre S>DC (i.e. si des données sur un bâtiment sont disponibles à la fois lors de la construction et en service, on considère les propriétés en phase de service ; dans le cas où les mesures ont seulement été réalisées en phase de construction, ces valeurs sont quand même prises en compte)

## Relation amortissement/fréquence et amortissement/hauteur

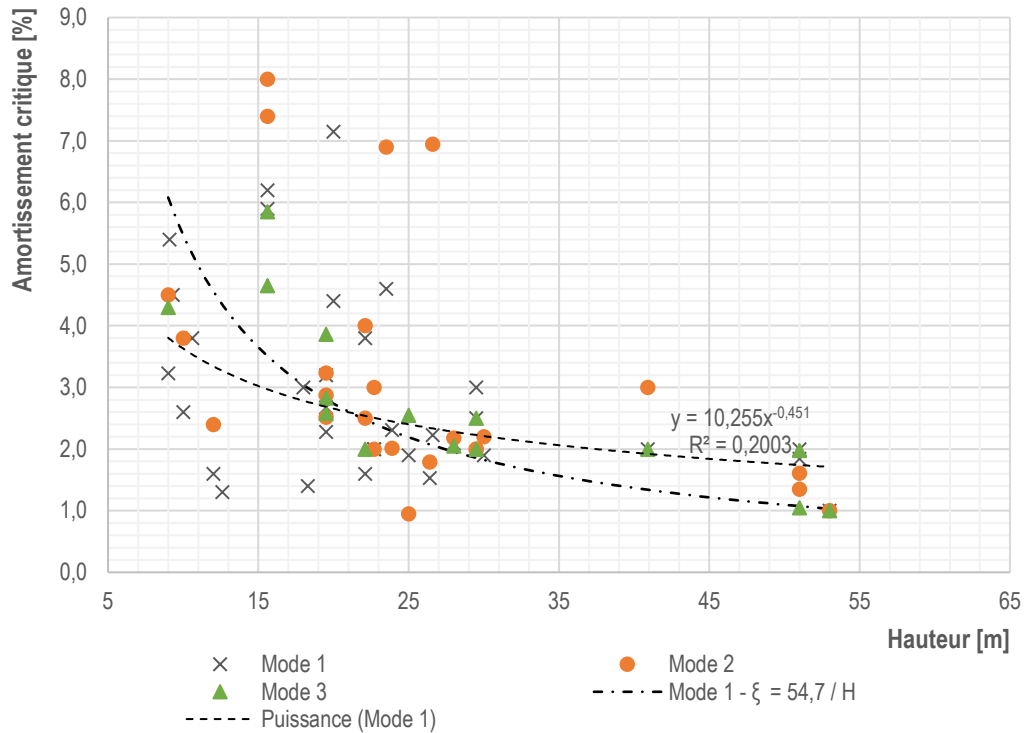
L'évolution du pourcentage d'amortissement critique en fonction de la fréquence est présentée dans la **FIGURE 2**. La **FIGURE 3** montre l'évolution de l'amortissement avec la hauteur des bâtiments.

On observe globalement une augmentation de l'amortissement avec la fréquence, relation communément répertoriée dans l'analyse des bases de données d'amortissement des bâtiments acier et béton [Jeary, 1986] [Tamura, 2000] [Satake et al., 2003]. En lien avec la diminution de la fréquence avec la hauteur, comme discutée dans le paragraphe précédent, on observe bien globalement une diminution de l'amortissement avec la hauteur.

On note une grande dispersion des données autour des régressions linéaires  $\xi = g(f)$  (**FIGURE 2**) et inverse/puissance  $\xi = g(H)$  (**FIGURE 3**), communément utilisées comme prédicteurs.



**FIGURE 2 :** Evolution du pourcentage d'amortissement critique en fonction de la fréquence du mode propre considéré, pour différents bâtiments bois. Régression affine et linéaire  $\xi = g(f)$  NB : tous les modes et toutes les phases sont présentés dans la figure

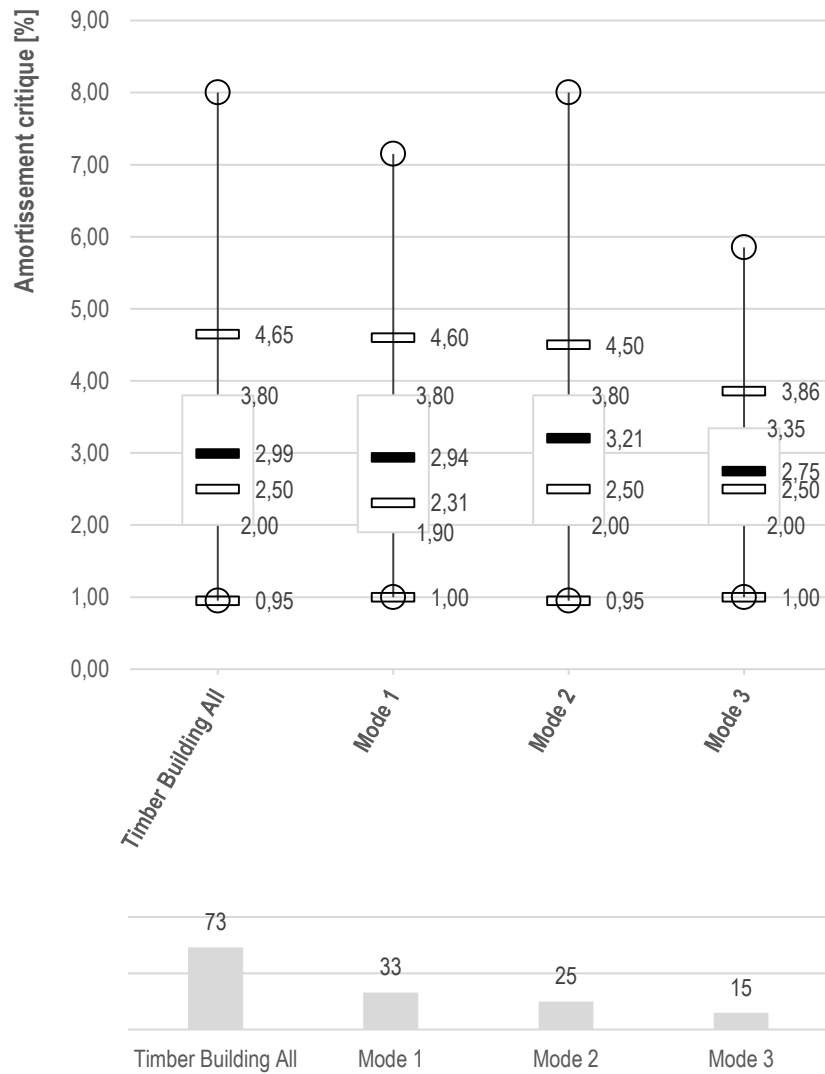


**FIGURE 3 :** Evolution du pourcentage d’amortissement critique en fonction de la hauteur pour différents bâtiments bois. Régression inverse et en puissance  $\xi = g(H)$  pour le 1<sup>er</sup> mode en phase de service en priorité (filtre S>DC).

### Modes d’ordre supérieur

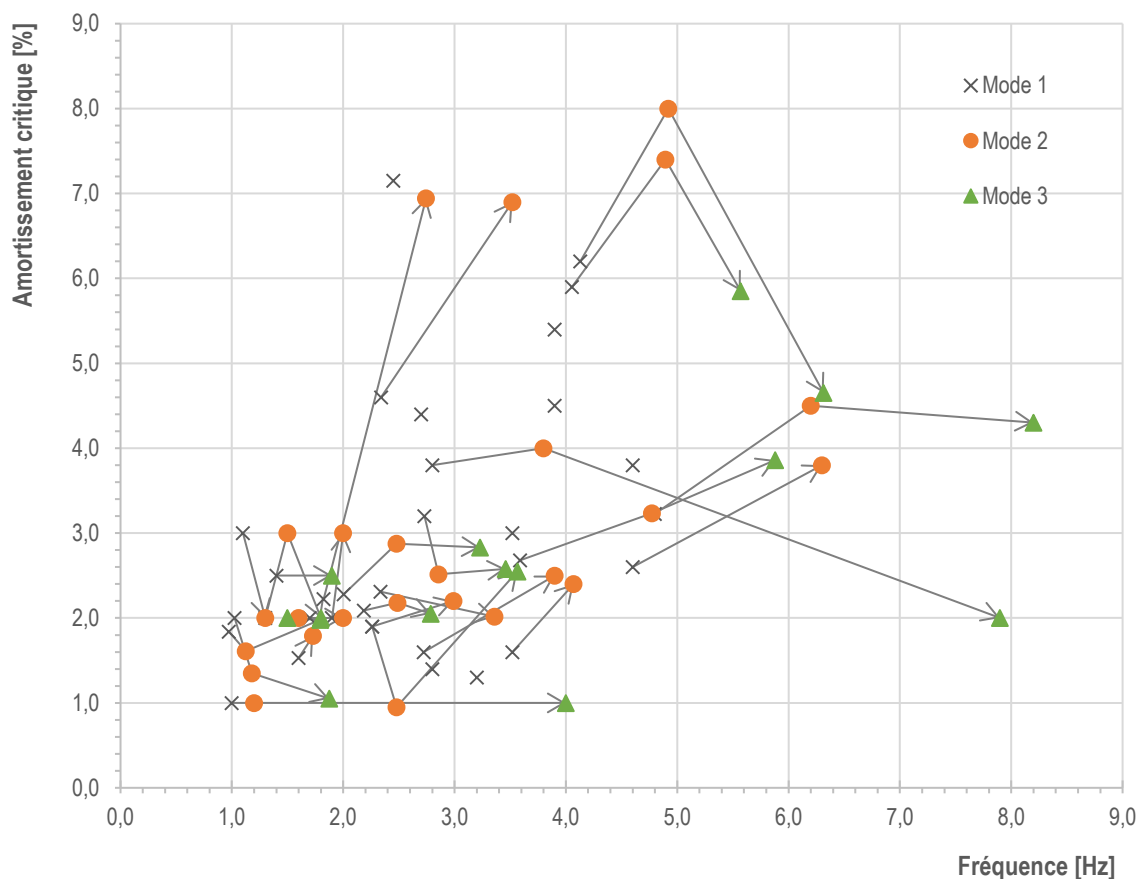
La répartition des mesures d’amortissement en fonction du mode (1, 2 ou 3) est présentée dans la **FIGURE 4** sous la forme de boîte à moustaches. On observe des répartitions similaires entre les modes, et aucune influence apparente du mode n’est ici visible.

L’examen plus précis projet par projet (voir **FIGURE 5**) ne permet pas non plus à priori de dégager de tendance claire quant à l’évolution de l’amortissement des modes d’ordre supérieur, par rapport à celui du mode fondamental.



**FIGURE 4 :** Répartition des mesures d'amortissement en fonction du mode propre considéré (boîte à moustaches).  
 De Gauche à droite : Base de données complète ; mode 1 ; mode 2 ; mode 3.  
 Le nombre de mesures correspondant à chaque diagramme est indiqué dans l'histogramme en partie inférieure



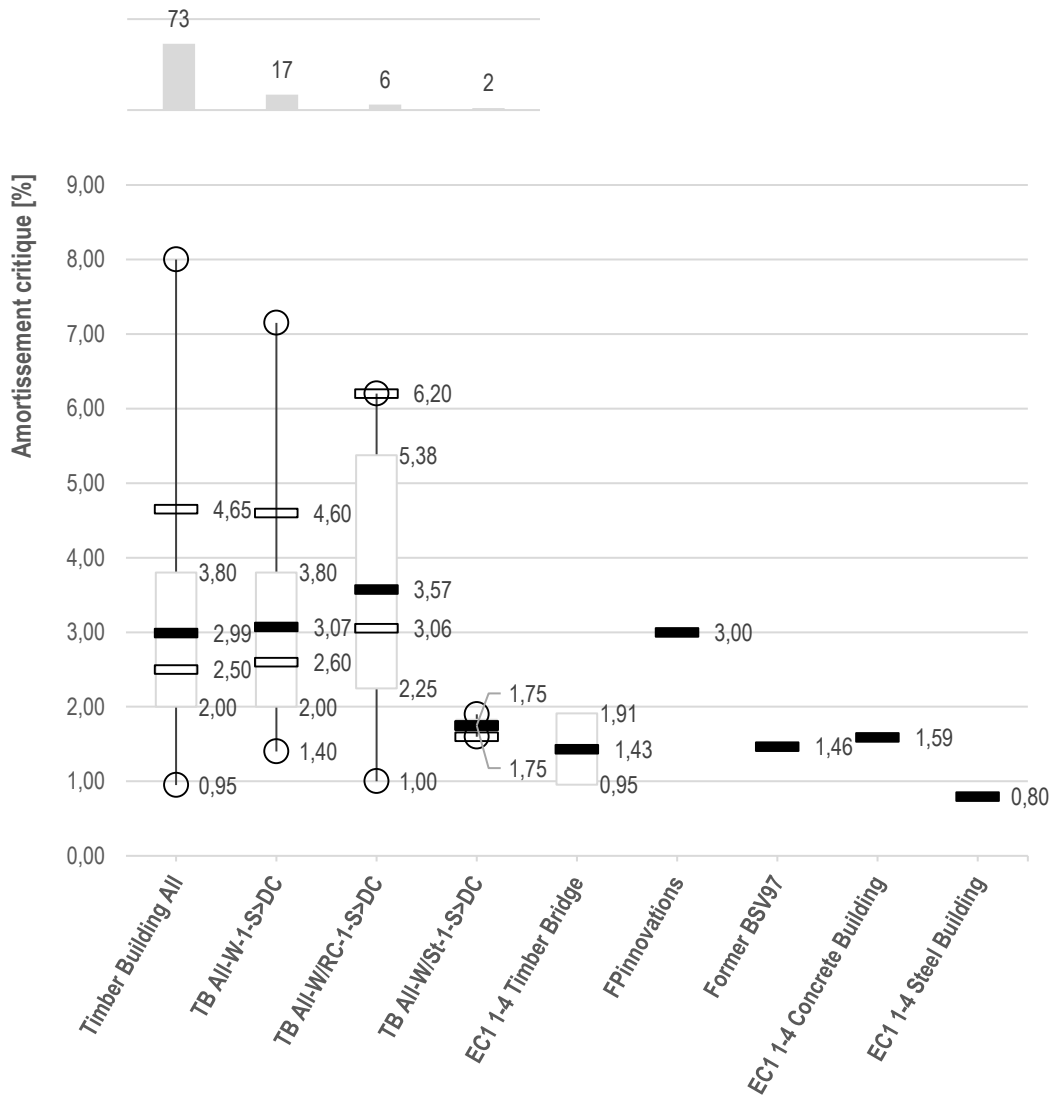


**FIGURE 5 :** Evolution du pourcentage d'amortissement critique en fonction de la fréquence du mode propre considéré, pour différents bâtiments bois. L'évolution pour un même projet et pour une même phase de la fréquence et l'amortissement est indiquée par une flèche

### II.3.2. TYPOLOGIE ET MATERIAUX

La **FIGURE 6** présente la répartition (boîte à moustache) des mesures d'amortissement pour les différentes compositions matériaux (tout bois, mixte bois/béton et mixte bois acier). Les bâtiments avec un noyau béton présentent globalement un niveau d'amortissement légèrement plus important que les bâtiments tout bois.

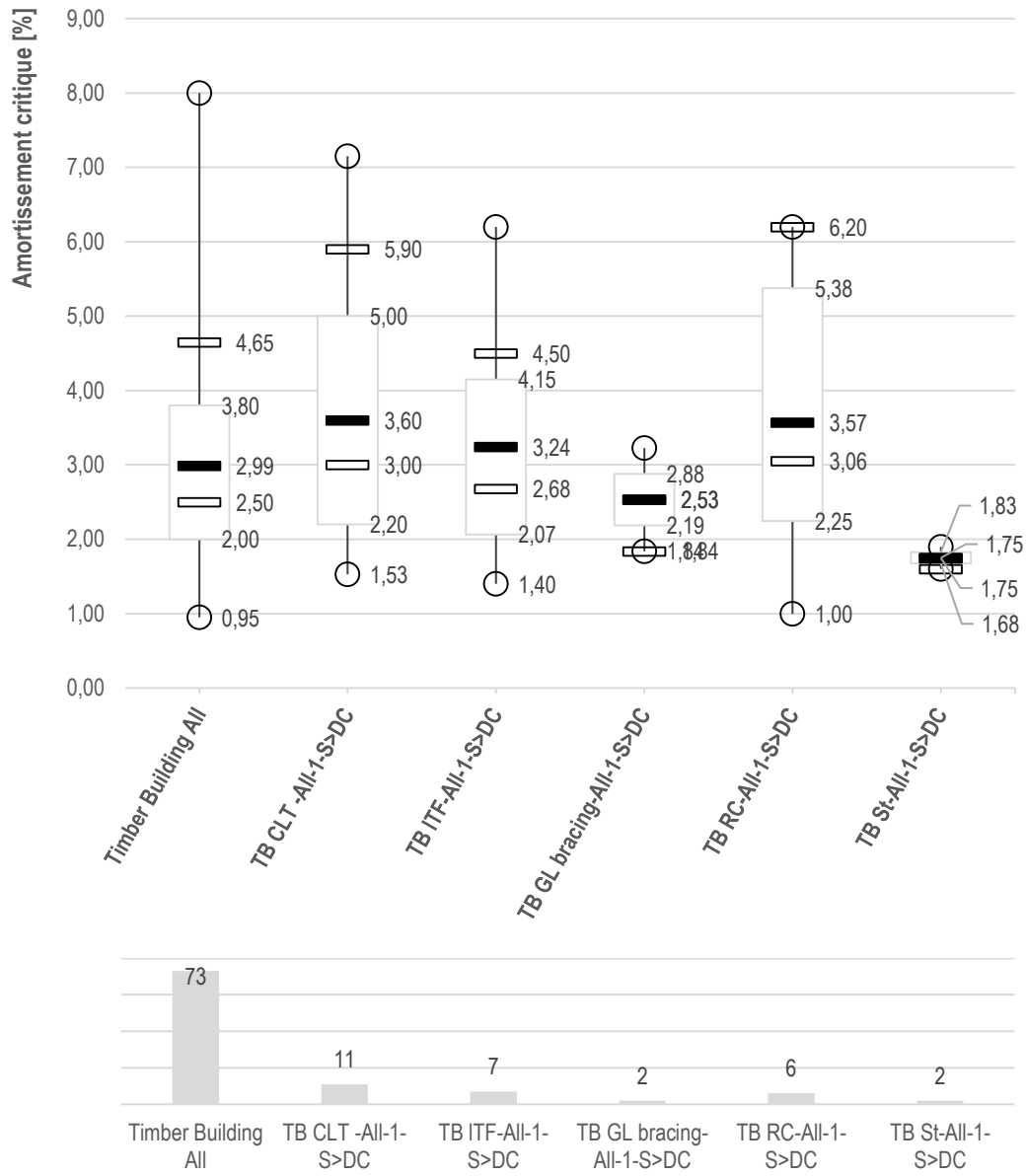
On note un amortissement plus important pour les bâtiments tout bois et mixte bois/béton par rapport aux deux bâtiments mixte bois/acier de la base de données. Seules de nouvelles mesures sur des bâtiments mixtes bois/acier, avec d'autres typologies structurales, permettra de confirmer cette tendance et vérifier si ce phénomène s'explique davantage par la typologie structurale (panneaux post contraints par des tirants acier) ou véritablement par la composition matériautique de la structure.



**FIGURE 6 :** Répartition des mesures d'amortissement du premier mode propre en fonction de la composition matériauitque et comparaison avec les normes et réglementations internationales  
 De gauche à droite : (Toutes les mesures) ; (Bois) ; (Composite bois/béton) ; (Composite bois/acier)  
 Le nombre de mesures correspondant à chaque diagramme est indiqué dans l'histogramme en partie supérieure

La **FIGURE 7** présente la répartition (boîte à moustache) des mesures d'amortissement pour les différentes typologies structurelles de contreventement. On observe que les bâtiments CLT et les bâtiments à noyau béton de la base de données ont des niveaux d'amortissement similaires. Les bâtiments à ossature bois présentent un niveau d'amortissement légèrement inférieur. L'amortissement des deux bâtiments à panneaux (CLT et LVL) post contraints ont un amortissement plus faible.

L'analyse de la base de données semble indiquer une valeur d'amortissement plus faible pour une typologie de type exosquelette que pour les structures CLT et à ossature bois. Il convient de fortement nuancer ce propos dans la mesure où seuls deux bâtiments en exosquelette sont étudiés (Maquette Woodrise, et bâtiment Treet en Norvège). Pour la maquette sismique de Woodrise un amortissement compris entre 3,1% et 3,4% a été mesuré. Treet est de son côté un des bâtiments les plus hauts de la base de données. Il est donc difficile à ce stade de savoir si les niveaux d'amortissement plus faibles mesurés sur Treet, sont davantage liés à la hauteur du bâtiment, qu'à sa typologie.



**FIGURE 7 :** Répartition des mesures d’amortissement du mode fondamental en fonction du système structurel de contreventement. De gauche à droite : (Toutes les mesures) ; (CLT) ; (Ossature) ; (Exosquelette) ; (Noyau béton) ; (Panneaux bois post contraints)

Le nombre de mesures correspondant à chaque diagramme est indiqué dans l’histogramme en partie inférieure

### II.3.3. INFLUENCE DU SECOND-ŒUVRE

La **FIGURE 8** montre l'évolution de la fréquence et l'amortissement des modes de cinq bâtiments de la base de données, pour lesquels des séries de mesures ont été réalisées à la fois en phase de construction et une fois la mise en service de l'ouvrage.

On observe de manière générale que les éléments non structuraux entraînent une augmentation de l'amortissement des bâtiments :

- **UEA** : l'amortissement augmente de façon significative avec des mesures comprises entre 3,2 et 5,6% en phase de construction, et entre 5,2 et 9,1% une fois la mise en service de l'ouvrage. La fréquence du mode fondamental varie très peu entre les deux étapes, malgré l'ajout des chapes de planchers (qui représentent théoriquement 30% de la masse totale du bâtiment) ; ce qui semble indiquer que les éléments non structuraux ont non seulement conduit à une augmentation de l'amortissement, mais également de la raideur de la structure. La dispersion des mesures d'amortissement pour une même phase pourrait s'expliquer par les non-linéarités vis-à-vis de l'amplitude des vibrations [Reynolds et al., 2015], à noter que les vitesses de vent étaient plus importantes lors des mesures en service du bâtiment que lors de sa construction.
- **CSN** : comme pour le bâtiment UEA, on observe ici une augmentation significative de l'amortissement des deux premiers modes, mais une variation restreinte des fréquences propres, suite à la mise en œuvre des éléments non structuraux dans le bâtiment.
- **Treet** : on observe que les mesures de fréquences et d'amortissement sont très proches entre les deux séries de mesures (mis à part pour l'amortissement du 3<sup>ème</sup> mode). Les mesures en phase de construction ont été réalisées durant les dernières phase du chantier [Olsen et al., 2016], ce qui pourrait expliquer cette faible variation des propriétés dynamiques du bâtiment. Il convient aussi de noter que les deux séries de mesures n'ont pas été conduites avec le même équipement (mesures en construction menées par l'Université de Cambridge et celles en service par l'Université NTNU). Néanmoins on peut observer un écart non négligeable entre les fréquences propres prédites par le modèle de calcul du bâtiment réalisé par SWECO [Malo et al., 2016]  $f_{1,modele} = 0,75$  Hz et  $f_{2,modele} = 0,89$  Hz, et les fréquences propres mesurées de  $f_1 = 0,97$  Hz et  $f_2 = 1,13$  Hz. Cette augmentation notable des fréquences propres et donc de la rigidité du bâtiment en service pourrait s'expliquer en partie par la contribution des éléments non structurels à la raideur de l'ouvrage, mais aussi une mauvaise estimation de la raideur des éléments de la structure, notamment des assemblages.
- **Brock Commons** : de même que pour le bâtiment Treet de Bergen, un écart important des fréquences propres prédites par le modèle de calcul et les fréquences mesurées par vibrations ambiantes a été observé. Les fréquences du modèle de calcul  $f_{1,modele} = 0,5$  Hz,  $f_{2,modele} = 0,6$  Hz [Connolly et al., 2018] [Canadian Wood Council, 2018], sont largement inférieures aux fréquences mesurées sur le bâtiment construit  $f_1 = 1$  Hz,  $f_{2,modele} = 1,2$  Hz [Hu et al., 2018b]. Cette augmentation notable des fréquences propres et donc de la rigidité du bâtiment en service pourrait s'expliquer en partie par la contribution des éléments non structurels à la raideur de l'ouvrage.
- **TF2000** : les propriétés dynamiques (raideur et amortissement) de la structure ont été mesurés durant différentes étapes de la construction : (1) structure seule ; (2) ajout des cloisons et revêtement intérieurs ; (3) ajout du bardage à briques. On observe ici que le bardage et les cloisons et revêtement intérieurs ont une influence majeure sur la rigidité de la structure avec une augmentation significative des fréquences propres de l'ouvrage. L'ajout combiné de ces éléments non structuraux est soit « quasi-neutre » (très légère diminution pour la flexion selon Y), soit entraîne une augmentation de l'amortissement.
- **WIDC** : par rapport aux analyses effectuées sur la structure seule en 2014, les mesures en service de l'ouvrage (2015 et 2018) montrent une augmentation des fréquences propres du bâtiment (raideur supplémentaire apportée par les éléments non structuraux). L'amortissement entre les deux phases varie très peu : les mesures en service de 2015 ont conduit aux mêmes valeurs observées sur la

structure seule, alors que la série de 2018 montre une diminution de l'amortissement du mode fondamental de flexion et une augmentation de l'amortissement du 3<sup>ème</sup> mode de torsion. A la lumière des analyses précédentes, la diminution apparente de l'amortissement pour le mode fondamental est davantage à considérer sous l'angle de la dispersion inhérente aux mesures d'amortissement (amplitude des vibrations etc...) qu'un véritable effet des éléments non structuraux.

- **Arbora** : Les mesures montrent une légère augmentation de la raideur du bâtiment après l'ajout des éléments de second-œuvre (légère augmentation de la fréquence du mode fondamental). L'amortissement reste lui globalement stable. FPInnovations indique dans son rapport d'essais qu'il est difficile d'interpréter la variation d'1% de l'amortissement du second mode de torsion (dispersion et imprécision des mesures, non linéarité vis-à-vis de l'amplitude des oscillations etc...)

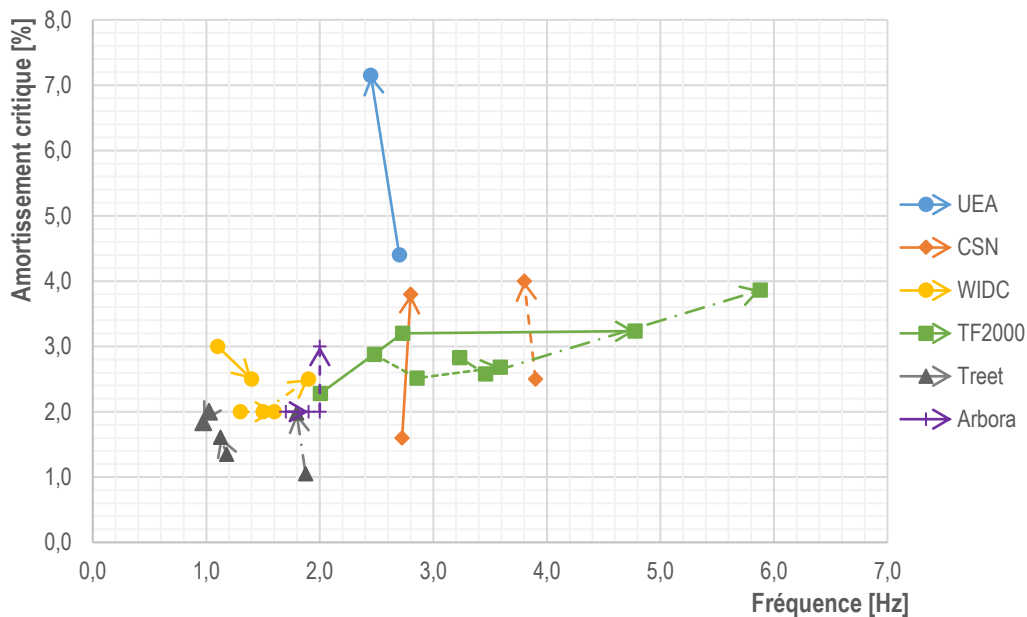


FIGURE 8 : Amortissement et fréquence en phase de construction et en phase de service pour différents bâtiments bois

### II.3.4. PHENOMENES NON LINEAIRES : INFLUENCE DE L'AMPLITUDE DES VIBRATIONS

La plupart des mesures présentées précédemment ont été réalisées à des niveaux faibles d'amplitude de vibration. L'influence de l'amplitude des oscillations sur les propriétés dynamiques d'un bâtiment est un phénomène identifié depuis longtemps dans les bâtiments acier et béton : [Davenport et al., 1986] indiquent, en moyenne, une augmentation de l'amortissement avec l'amplitude.

La FIGURE 9, issue de l'étude conduite par [Tamura & Suganuma, 1996], montre l'évolution de la fréquence fondamentale et de l'amortissement d'un immeuble en acier de 99 mètres de hauteur. On observe ainsi une dépendance non négligeable de l'amplitude des vibrations sur les propriétés dynamiques d'un bâtiment : l'amortissement augmente avec l'amplitude, alors que la fréquence diminue. Cette évolution est principalement attribuée à la contribution croissante des éléments non-structuraux et aux frottements importants dans les assemblages. Cependant lorsque toutes les connexions sont activées dans leur domaine élastique, [Tamura, 2012] suggère l'apparition d'un pic d'amortissement (aux environs d'un déplacement de l'ordre de  $H/10^5$  –  $H/10^4$ ) au-delà duquel, l'amortissement atteint un plateau, voire diminue avec l'amplitude.

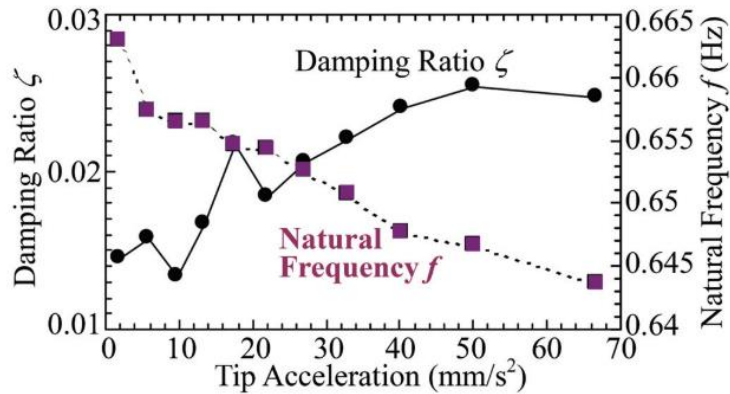


FIGURE 9 : Evolution de la fréquence et l'amortissement d'un bâtiment en acier de 99 m de hauteur [Tamura et al., 1996]

Plusieurs études sur bâtiments bois mentionnent l'influence possible de l'amplitude des vibrations sur l'amortissement, qui pourrait expliquer la dispersion des mesures d'amortissement observée :

- [Reynolds et al., 2014] indiquent que sur tous les bâtiments testés, une augmentation de l'amortissement avec l'amplitudes vibrations ou une dispersion autour d'un plateau apparent sont observées.
- [Feldmann et al., 2016] observent une possible non linéarité de l'amortissement vis-à-vis de l'amplitude, mais indiquent qu'aucune conclusion claire ne peut être tirée du fait des faibles amplitudes de vent lors des mesures.
- [Olsen et al., 2016] Des données ont été collectées sur le bâtiment Treet sur deux jours distincts. L'étude indique que les niveaux d'amortissement observés lors du jour de vent important (vitesse moyenne d'environ 10 m/s avec des pics à 18 m/s) sont globalement supérieurs à ceux constatés lors du premier jour de mesure.

Les mesures d'amortissement par la méthode de décroissance logarithmique sur oscillations libres de la maquette sismique de Woodrise ont été menées dans une gamme d'amplitude pertinente à la vérification du critère de confort (décroissance à partir de 20 milli-g).

### III. SYNTHÈSE & RECOMMANDATIONS

---

Le présent document présente la synthèse des travaux bibliographiques sur le pourcentage d'amortissement critique et le comportement vibratoire des bâtiments bois de grande hauteur sous charges de vent, menés par Elioth et l'Institut technologique du FCBA.

L'analyse des normes et réglementations actuelles en France et à l'étranger montre un manque de recommandations sur la valeur de l'amortissement critique d'un bâtiment bois à prendre en compte pour la vérification du confort sous charges de vent.

Depuis une dizaine d'années, et l'émergence de la construction bois de moyenne et grande hauteur, des campagnes de mesures sur des bâtiments existants ont été menées dans le but de pallier ce manque de recul et de connaissances sur les propriétés dynamiques des bâtiments bois. Grâce à l'examen détaillé de ces études, une grille d'analyse inspirée de l'expérience des bâtiments acier et béton, a été mise en place, dans l'objectif de créer une base de données sur l'amortissement des bâtiments bois. Cette base de données, bien qu'encore limitée et qui sera vouée à être complétée et enrichie dans le futur, fournit au concepteur les premières clés pour justifier du choix d'une valeur pertinente pour l'amortissement en fonction des spécificités du projet à l'étude.

Les sources de l'amortissement dans les bâtiments sont nombreuses et complexes et mettent en œuvre un certain nombre de mécanismes de dissipation d'énergie. L'analyse de la BDD a ainsi montré une grande variabilité et dispersion des résultats. Quelques tendances en fonction de la hauteur, fréquence, composition matériautique, amplitude des oscillations, ou encore typologie structurelle ont pu être observée. Cependant, seul l'enrichissement de la base de données permettra de consolider ces observations. Les futures mesures d'amortissement sur bâtiment bois pourront s'inspirer de la grille d'analyse développée dans cette étude, afin d'identifier les sources de variabilités de l'amortissement des BBGH.

A l'aune de l'analyse présentée dans ce rapport, il semble raisonnable de considérer pour la vérification du confort, une valeur du pourcentage d'amortissement critique comprise entre **2 et 3%**, correspondant aux valeurs du premier quartile et médiane de la base de données créée.

Les auteurs attirent l'attention des maîtres d'ouvrages et des concepteurs sur l'intérêt pour la filière et le développement de la construction bois de moyenne et grande hauteur, de mener des études dynamiques, comme des essais de vibrations ambiantes, sur les projets de bâtiments bois futurs. Face aux difficultés de la prédiction du comportement dynamique d'un bâtiment avant sa construction, le choix d'une valeur d'amortissement et d'un critère de confort associé (cf. Livrable 2 « Critères et méthodes de justification du confort ») demeure le fruit d'une discussion entre concepteur, maître d'ouvrage et bureaux de contrôle sur l'analyse des risques et de la sensibilité du projet au regard de la vérification du confort.

## IV. ANNEXE A : AMORTISSEMENT ET MIXITE

### IV.1. METHODES MODALES

De nombreuses études ont été menées pour proposer des méthodes afin d'estimer le comportement dynamique et particulièrement l'amortissement des structures complexes (structures mixtes, composites ou encore structure avec dispositifs d'amortissement spéciaux).

Une des méthodes les plus couramment utilisées pour le calcul de l'amortissement dans le cas de structures mixtes est la méthode dite de l'énergie élastique modale (*Modal Strain Energy – MSE*), reconnue pour sa relative précision pour les structures faiblement amorties et sa facilité de mise en œuvre. La méthode MSE est une approximation de la méthode de superposition des modes complexes et a été développée par **[Johnson & Kienholz, 1982]**.

L'amortissement est calculé à partir des modes de vibrations non amortis et de l'amortissement des différents matériaux. Dans le cas d'une structure primaire mixte ou composite, cumulant plusieurs matériaux, la méthode consiste à considérer un pourcentage d'amortissement critique global équivalent égal à la moyenne des pourcentages d'amortissement critique des différents matériaux, pondérée par les participations respectives de ces matériaux à la rigidité globale dans le mode considéré :

$$\xi_{eq,i} = \frac{\sum_{mat} \xi_m \Phi^T K_m \Phi}{\Phi^T K \Phi} \quad (3)$$

$$\xi_{eq,i} = \frac{\sum_{mat} \xi_m k_{m,i}}{\sum_{mat} k_{m,i}}$$

Où  $K$  est la matrice de raideur de la structure globale ;  $K_m$  est la matrice de raideur pour la partie de la structure composée du matériau  $m$  ;  $\Phi$  est le vecteur propre associée au mode  $i$  considéré ;  $k_{m,i}$  est la participation du matériau  $m$  à la rigidité globale dans le mode  $i$ . On note que  $\Phi^T K_m \Phi$  correspond à l'énergie élastique emmagasinée par le matériau  $m$  associée à la déformée modale.

Cette méthode est proposée dans le guide du Sétra sur le comportement vibratoire des passerelles **[Sétra/AFGC, 2006]** pour le calcul de l'amortissement équivalent d'une passerelle mixte.

Dans certains cas, des méthodes modales plus avancées peuvent être utilisées pour simuler le comportement dynamique et caractériser l'amortissement d'un ouvrage **[Huang, Lam, et al., 1996; Huang, Leung, et al., 1996; Papageorgiou & Gantes, 2010, 2011]**.

### IV.2. METHODE FORFAITAIRE

Dans le cas où la méthode de l'énergie élastique modale ne peut être facilement appliquée (*de nombreux logiciels de calculs aux éléments finis intègrent le calcul proposé dans la formule (3)*), on peut considérer en première approche une des valeurs d'amortissement associées aux différents matériaux de la structure primaire, en fonction de la composition matériautique et les données disponibles sur des bâtiments similaires.



## BIBLIOGRAPHIE

---

- ADIVbois. (2017). *Vade-mecum des immeubles à vivre bois*.
- BSV 97. (1997). Boverkets's Handbook "Snö- och vindlast" (Snow Load and Wind Action), Boverket: Karlskrona.
- Canadian Wood Council. Brock Commons Tallwood House: The advent of tall wood structures in Canada - A case study (2018).
- Connolly, T., Loss, C., Iqbal, A., & Tannert, T. (2018). Feasibility Study of Mass-Timber Cores for the UBC Tall Wood Building. *Buildings*, 8(8), 98.
- Davenport, A. G., & Hill-Carroll, P. (1986). Damping in tall buildings: its variability and treatment in design. *Building Motion in Wind - American Society of Civil Engineers (ASCE) Spring Convention*, 42–57.
- Ellis, B. ., & Bougard, A. . (2001). Dynamic testing and stiffness evaluation of a six-storey timber framed building during construction. *Engineering Structures*, 23(10), 1232–1242.
- Feldmann, A., Huang, H., Chang, W.-S., Harris, R., Dietsch, P., Gräfe, M., & Hein, C. (2016). Dynamic Properties of Tall Timber Structures Under Wind-Induced Vibration. *Proceedings of the WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, Vienna / Austria, August 22-25, 2016*, (August), 10.
- FPIInnovations. (2014). Guide technique pour la conception et la construction de bâtiments en bois de grande hauteur au Canada.
- Hu, L., & Cuerrier Auclair, S. (2018a). *Advanced wood-based solutions for mid-rise and high-rise construction: in-situ testing of the arbora building for vibration and acoustic performances*.
- Hu, L., & Cuerrier Auclair, S. (2018b). *Advanced wood-based solutions for mid-rise and high-rise construction: in-situ testing of the Brock Commons 18-Storey building for vibration and acoustic performances*.
- Hu, L., & Cuerrier Auclair, S. (2018c). *Advanced wood-based solutions for mid-rise and high-rise construction: in-situ testing of the Origine 13-storey building for vibration and acoustic performances*.
- Hu, L., & Cuerrier Auclair, S. (2018d). *In-Situ Testing of the Wood Innovation and Design Centre for Serviceability Performance*.
- Hu, L., Karsh, E., Gagnon, S., Dagenais, C., & Ramzi, R. (2016). Dynamic Performance Measured on Two 6-Storey Buildings Made From Wood Structures Before and After Their Completion and Occupancy. *Proceedings of the WCTE 2016 World Conference on Timber Engineering, Vienna / Austria, August 22-25, 2016*, 4–11.
- Hu, L., Omeranovic, A., Gagnon, S., & Mohammad, M. (2014). *Wind-induced vibration of tall wood buildings - is it an issue? Proceedings of the WCTE 2014 World Conference on Timber Engineering, Quebec City / Canada*.
- Huang, B. C., Lam, K. M., Leung, A. Y. T., & Cheung, Y. K. (1996). Equivalent Modal Damping Ratios of a Composite Tube-Type Tall Building to Dynamic Wind Loading. *Shock and Vibration*, 3(2), 99–105.
- Huang, B. C., Leung, A. Y. T., Lam, K. M., & Cheung, Y. K. (1996). Analytical determination of equivalent modal damping ratios of a composite tower in wind-induced vibrations. *Computers & Structures*, 59(2), 311–316.
- Jeary, A. P. (1986). Damping in tall buildings—a mechanism and a predictor. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 14(5), 733–750.
- Johnson, C. D., & Kienholz, D. A. (1982). Finite Element Prediction of Damping in Structures with Constrained Viscoelastic Layers. *AIAA Journal*, 20(9), 1284–1290.
- Malo, K. A., Abrahamsen, R. B., & Bjertnæs, M. A. (2016). Some structural design issues of the 14-storey timber framed building "Treet" in Norway. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74(3), 407–424.
- NF EN 1991-1-4. (2005). Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent.
- Olsen, M. F., & Hansen, O. (2016). *Measuring vibrations and assessing dynamic properties of tall timber buildings*. NTNU.

- Omenzetter, P., Morris, H., Worth, M., Gaul, A., Jager, S., & Desgeorges, Y. (2012). Assessment of dynamic and long-term performance of an innovative multi-story timber building via structural monitoring and dynamic testing. In M. Tomizuka, C.-B. Yun, & J. P. Lynch (Eds.), *Proceedings of SPIE - The international Society for Optical Engineering* (p. 83452P).
- Papageorgiou, A. V., & Gantes, C. J. (2010). Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures. *Computers & Structures*, *88*(19–20), 1124–1136.
- Papageorgiou, A. V., & Gantes, C. J. (2011). Equivalent uniform damping ratios for linear irregularly damped concrete/steel mixed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *31*(3), 418–430.
- Reynolds, T., Bolmsvik, Å., Vessby, J., Chang, W.-S., Harris, R., Bawcombe, J., & Bregulla, J. (2014). Ambient Vibration Testing and Modal Analysis of Multi-Storey Cross-Laminated Timber Buildings. *Proceedings of the WCTE 2014 World Conference on Timber Engineering, Quebec City / Canada*, (January).
- Reynolds, T., Feldmann, A. S., Ramage, M. H., Chang, W.-S., Harris, R., & Dietsch, P. (2016). Design Parameters for Lateral Vibration of Multi-Storey Timber Buildings. *International Network on Timber Engineering Research*, *3*, 1–13.
- Reynolds, T., Harris, R., Chang, W.-S., Bregulla, J., & Bawcombe, J. (2015). Ambient vibration tests of a cross-laminated timber building. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials*, *168*(3), 121–131.
- Satake, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A., & Tamura, Y. (2003). Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan. *Journal of Structural Engineering*, *129*(4), 470–477.
- Sétra/AFGC. (2006). Passerelles piétonnes - Évaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons. Guide méthodologique.
- Smith, R., Merello, R., & Willford, M. (2010). Intrinsic and supplementary damping in tall buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, *163*(2), 111–118.
- Tamura, Y. (2000). Damping in Buildings.
- Tamura, Y. (2012). Amplitude Dependency of Damping in Buildings and Critical Tip Drift Ratio. *International Journal of High-Rise Buildings*, *1*(1), 1–13.
- Tamura, Y., & Suganuma, S. Y. (1996). Evaluation of amplitude-dependent damping and natural frequency of buildings during strong winds. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, *59*(2–3), 115–130.

# **LIVRABLE 2 :**

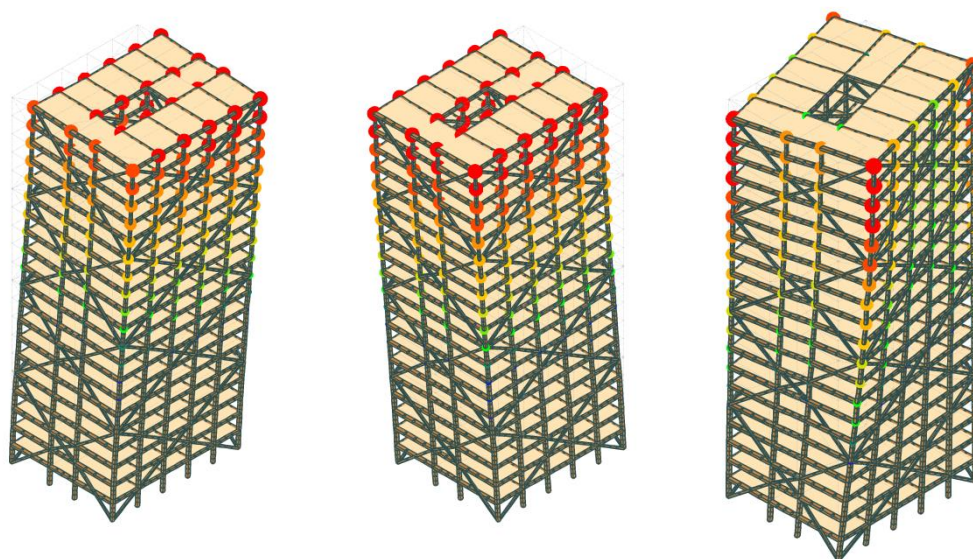
# **CRITERES ET METHODES DE JUSTIFICATION DU CONFORT**

13 FÉVRIER 2019 – INDICE B

# AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR

ETUDE DE BENCHMARKING

LIVRABLE 2 : CRITERES ET METHODES DE JUSTIFICATION DU CONFORT



**eliOTH**  
egis concept

Elioth – Egis concept  
4, rue Dolorès Ibarruri  
F-93188 Montreuil cedex

**FCBA**

INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Institut technologique FCBA  
(Forêt Cellulose Bois-  
construction Ameublement)  
10 Rue Galilée  
77420 Champs-sur-Marne



A DIV BOIS

Association pour le Développement  
d'Immeubles à Vivre Bois  
120 avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS

**CODIFAB**

Comité professionnel de  
Développement des Industries  
Français de l'Ameublement et du Bois  
120 avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS

## ETUDE DE BENCHMARKING SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR

**Demandeur :** CODIFAB  
Comité Professionnel de Développement des  
Industries Françaises de l'Ameublement et du Bois  
120, Avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS

### LIVRABLE 2 :

Critères et méthodes de justification du confort vis-à-vis des sollicitations au vent des immeubles BBGH (Bâtiment Bois de Grande Hauteur)

SUIVI DES MODIFICATIONS				
INDICE	MODIFICATIONS	DATE D'EMISSION	CONTRIBUTEURS	
A	Emission	16/11/2018	<b>Elioth</b>	Koliann MAM François CONSIGNY
B	Précision masse équivalente	13/02/2019	<b>FCBA</b>	Laurent LEMAGOROU Serge LENEVE

## SOMMAIRE

<b>I. INTRODUCTION .....</b>	<b>4</b>
<b>I.1. CONTEXTE.....</b>	<b>4</b>
<b>I.2. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE .....</b>	<b>4</b>
<b>II. CALCUL DE L'ACCELERATION ET CRITERES DE CONFORT .....</b>	<b>5</b>
<b>II.1. METHODE DE CALCUL DE L'ACCELERATION EN TETE DE TOUR .....</b>	<b>5</b>
II.1.1. TURBULENCE DU VENT .....	5
II.1.2. COEFFICIENT <b>cscd</b> .....	6
II.1.3. ACCELERATION DE SERVICE .....	7
<b>II.2. PERIODE DE RETOUR DU VENT .....</b>	<b>9</b>
II.2.1. APPROCHE NF EN 1991-1-4.....	9
II.2.2. METHODE DE COMPARAISON DES CRITERES DE CONFORT .....	10
<b>II.3. MODE DE TORSION.....</b>	<b>10</b>
<b>II.4. CRITERES DE CONFORT .....</b>	<b>11</b>
II.4.1. PRESENTATION DES CRITERES DE CONFORT USUELS .....	11
II.4.2. COMPARAISON ET DISCUSSION .....	15
<b>III. CONCLUSIONS &amp; RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>18</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>19</b>

# I. INTRODUCTION

---

## I.1. CONTEXTE

L'association ADIVbois travaille depuis maintenant 3 ans pour accompagner l'émergence de Bâtiments en bois de Grand Hauteur (BBGH) en France. La Commission Technique d'ADIVbois a contribué à la réalisation de plusieurs études exploitables par les concepteurs adhérents dont notamment, un Benchmarking national et international, des Etudes de cas sur trois grands principes constructifs types, et une prestation d'AMO dans le cadre d'un programme PUCA, dédié spécifiquement aux BBGH.

Les études de cas menés en 2017 **[ADIVbois, 2017]** ont permis d'identifier plusieurs points fondamentaux à prendre en compte dans la démarche de conception d'un BBGH. Notamment, la maîtrise des déplacements horizontaux et oscillations pilotés par la raideur, l'amortissement et la masse du bâtiment, apparaît fondamentale vis-à-vis des critères liés à la conception des bâtiments de grande hauteur.

A ce titre, le confort en tête (accélération et oscillations ressenties par les usagers sous les effets dynamiques de vent) est un point critique majeur. Les études de sensibilité menées dans le cadre de ces études de cas ont ainsi montré que dans de nombreuses configurations, le confort en tête d'immeuble devient le critère dimensionnant pour de nombreux éléments structuraux, qui plus est lorsque le nombre d'étages devient important.

La garantie du confort des usagers est classiquement assurée par une justification portant sur la probabilité de dépassement d'une valeur maximale de l'accélération en tête du bâtiment, au-dessus de laquelle les usagers ressentent une gêne.

Cette justification, guidée par la **[NF EN 1991-1-4]** et son annexe nationale, dépend fondamentalement de la valeur de la raideur et de l'amortissement élastique de la structure. L'annexe F préconise des valeurs courantes du pourcentage d'amortissement critique, pour de nombreux types d'ouvrage, mais aucune valeur ne correspond au cas d'un BBGH, dont le rapport masse/raideur est différent.

Il apparaît aujourd'hui nécessaire de lever les incertitudes sur la valeur de l'amortissement structural critique d'un bâtiment bois de grande hauteur, et d'évaluer son influence sur le comportement dynamique sous charges de vent de ce type d'ouvrage.

## I.2. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE

Le présent document présente une synthèse sur la méthodologie de vérification du confort dans un bâtiment bois sous les oscillations induites par le vent. La méthodologie de calcul de l'accélération caractéristique de pointe est tout d'abord rappelée. Puis une revue et comparaison des critères de confort usuels à travers le monde est conduite.

## II. CALCUL DE L'ACCELERATION ET CRITERES DE CONFORT

### II.1. METHODE DE CALCUL DE L'ACCELERATION EN TETE DE TOUR

La conception d'un bâtiment aux états limites de service nécessite de limiter les déplacements et les vibrations de la structure. Les bâtiments de grande hauteur sont particulièrement concernés par la vérification du confort des usagers vis-à-vis de l'action du vent. Garantir le confort en tête consiste à limiter l'accélération ressentie dans l'immeuble, en cas de vent, pour éviter les étourdissements et panique des utilisateurs.

L'Annexe B et C de la [NF EN 1991-1-4] fixe deux méthodes pour déterminer les accélérations et l'évaluation de l'aptitude au service d'une construction verticale. Ces justifications portent sur la probabilité de dépassement d'une valeur maximale de l'accélération en tête de la tour, au-dessus de laquelle les usagers ressentent une gêne. L'annexe nationale française précise que seule l'annexe C n'est pas applicable. On rappelle dans la suite la méthodologie décrite dans l'annexe B pour calculer l'accélération maximale caractéristique pour la vérification du confort dans le cas d'un mode propre de flexion.

#### II.1.1. TURBULENCE DU VENT

##### Echelle de turbulence

L'échelle de turbulence du vent  $L(z)$  représente la dimension moyenne des rafales du vent naturel. Pour les hauteurs  $z$  inférieures à 200 m, l'échelle de turbulence est donnée par la formule suivante :

$$\begin{aligned} L(z) &= L_t \left( \frac{z}{z_t} \right) && \text{pour } z \geq z_{min} \\ L(z) &= L(z_{min}) && \text{pour } z < z_{min} \end{aligned} \quad \begin{matrix} (1) \\ [EC1-4 B.1] \end{matrix}$$

Avec une hauteur de référence  $z_t = 200 \text{ m}$ , une échelle de turbulence de référence  $L_t = 300 \text{ m}$  et avec un exposant  $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln z_0$ , et  $z_0$  et  $z_{min}$  sont des paramètres qui dépendent de la rugosité du terrain.

##### Densité spectrale

L'approche de calcul est probabiliste et se base sur une méthode de dynamique stochastique avec une densité spectrale de puissance du vent. Cette densité spectrale de puissance représente la distribution de l'énergie turbulente du vent en fonction de la fréquence. Cette densité spectrale est fonction de la hauteur et de la rugosité. L'excitation du mode propre d'une construction à la fréquence  $f$  sera d'autant plus forte que le contenu spectral du vent à cette fréquence sera grand.

La fonction de densité spectrale de puissance adimensionnelle  $S_L$  est donnée par la formule suivante (spectre de Solari) :

$$\begin{aligned} S_L(z, n) &= \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \\ f_L(z, n) &= \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \end{aligned} \quad \begin{matrix} (2) \\ [EC1-4 B.2] \end{matrix}$$

Où  $f_L$  est une fréquence adimensionnelle calculée pour la fréquence propre de la structure  $n = n_{1,x}$ , de la vitesse moyenne de vent  $v_m(z)$  et l'échelle de turbulence  $L(z)$ .



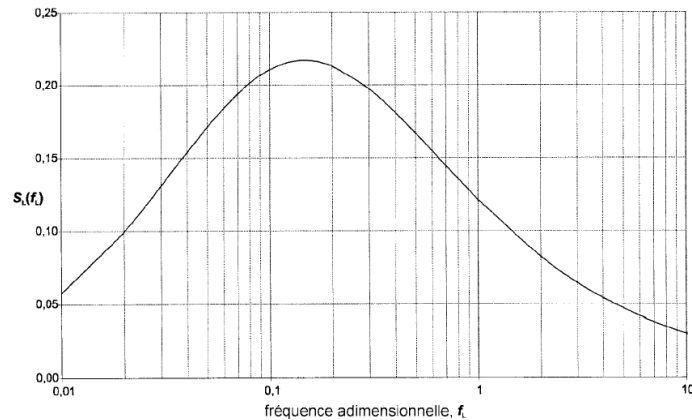


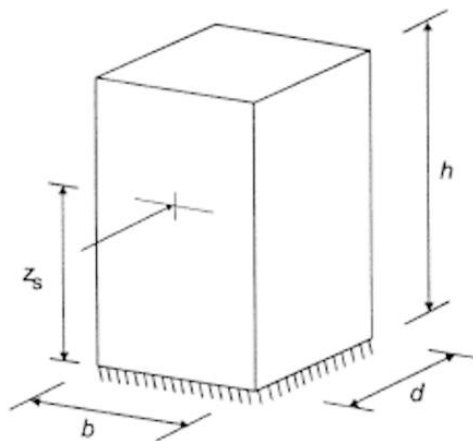
FIGURE 1 : Figure B.1 NF EN 1991-1-4 [REF] Fonction de densité spectrale de puissance adimensionnelle

### II.1.2. COEFFICIENT $c_s c_d$

Le coefficient structural  $c_s c_d$  est destiné à tenir compte de l'effet sur les actions du vent d'une part de l'absence de simultanéité des pointes de pression à la surface de la construction ( $c_s$ ) et d'autre part des vibrations de la structure engendrées par la turbulence ( $c_d$ ). La valeur de ce coefficient est donnée par la formule :

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (3) \quad [EC1-4 6.1]$$

- $z_s$  est la hauteur de référence de la construction (voir FIGURE 2).
- $k_p$  est le facteur de pointe défini comme le rapport de la valeur maximale de la partie variable de la réponse en accélération à son écart type.
- $I_v$  l'intensité de la turbulence.
- $B^2$  est le coefficient de réponse quasi-statique traduisant l'imparfaite corrélation de la pression sur la surface de la construction.
- $R^2$  est le coefficient de réponse résonante traduisant la résonance du mode de vibration engendrée par la turbulence.



$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{min} \quad (4) \quad [EC1-4 §6.3.1]$$

FIGURE 2 : Hauteur de référence pour les construction verticale telle que les bâtiments selon la Figure 6.1 de l'Eurocode 1-4

## Réponse quasi-statique

Le coefficient de réponse quasi-statique est calculée à partir de la formule suivante :

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} \quad (5) \quad [EC1-4 B.3]$$

Où  $b$  et  $h$  sont la largeur et hauteur de la construction ;  $L(z_s)$  est l'échelle de turbulence et  $z_s$  la hauteur de référence.

## Réponse résonnante

Le coefficient de réponse résonnante  $R^2$  traduit l'effet de la turbulence en résonance avec le mode de vibration considéré de la construction

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (6) \quad [EC1-4 B.6]$$

Où  $\delta$  est le décrétement logarithmique total d'amortissement (voir *Livrable Amortissement*) ;  $S_L$  est la fonction de densité spectrale de puissance adimensionnelle ; et  $R_h$  et  $R_b$  sont les fonctions d'admittance aérodynamique, calculées à partir des formules suivantes :

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) ; R_h = 1 \text{ pour } \eta_h = 0 \quad (7) \quad [EC1-4 B.7]$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) ; R_b = 1 \text{ pour } \eta_b = 0 \quad (8) \quad [EC1-4 B.8]$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$$

## Facteur de pointe

Le facteur de pointe  $k_p$  définit le rapport de la valeur maximale de la partie variable de la réponse à son écart type. Ce facteur permet donc de calculer l'accélération maximale en fonction de l'écart-type de l'accélération caractéristique.

$$k_p = \max \left[ 3 ; \sqrt{2 \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\ln(\nu \cdot T)} \right] \quad (9) \quad [EC1-4 B.4]$$

Où  $T = 600 \text{ s}$  est la durée d'intégration de la vitesse moyenne du vent et  $\nu$  est la fréquence de franchissement calculée à partir de la formule suivante :

$$\nu = \max \left[ 0,08 \text{ Hz} ; n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \right] \quad (10) \quad [EC1-4 B.5]$$

### II.1.3. ACCELERATION DE SERVICE

L'écart type  $\sigma_{a,x}$  de l'accélération caractéristique dans le sens du vent du point de la construction situé à la hauteur est déterminée à l'aide de l'expression suivante :

$$\sigma_{a,x} = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (11) \quad [EC1-4 B.10]$$

- $c_f$  est le coefficient de force
- $\rho$  est la masse volumique de l'air
- $I_v(z_s)$  l'intensité de la turbulence à la hauteur de référence  $z_s$
- $v_m(z_s)$  est la vitesse moyenne du vent pour la hauteur de référence  $z_s$
- $R$  est la racine carrée du coefficient de réponse résonante
- $K_x$  est un coefficient adimensionnel
- $m_{1,x}$  masse équivalente fondamentale dans le sens du vent
- $n_{1,x}$  est la fréquence fondamentale de vibration de construction dans le sens du vent
- $\phi_{1,x}(z)$  est la déformée du mode fondamental dans le sens du vent à la hauteur où l'accélération est calculée

L'accélération maximale caractéristique est ensuite obtenue en multipliant l'écart type  $\sigma_{a,x}$  par le facteur de pointe calculée en utilisant la fréquence propre de la structure comme valeur de fréquence de franchissement  $\nu = n_{1,x}$  :

$$a_{max,x}(z) = k_p(n_{1,x}) \cdot \sigma_{a,x}(z) \quad (12) \quad [EC1-4 §B.4(2)]$$

$$k_p(n_{1,x}) = \max \left[ 3 ; \sqrt{2 \ln(n_{1,x} \cdot T) + \frac{0,6}{\ln(n_{1,x} \cdot T)}} \right]$$

Où  $T = 600$  s est la durée d'intégration de la vitesse moyenne du vent.

### Déformée modale et coefficient adimensionnel

La déformée du mode fondamental de flexion  $\phi_{1,x}(z)$  des bâtiments peut être estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$\phi_{1,x}(z) = \left( \frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (13) \quad [EC1-4 F.13]$$

L'Eurocode fournit des valeurs caractéristiques de l'exposant  $\zeta$  pour plusieurs types de construction, par exemple :  $\zeta = 1,0$  pour les bâtiments à noyau central et poteaux périphériques ou poteaux plus importants et contreventements ;  $\zeta = 1,5$  pour les bâtiments élancés en encorbellement et les bâtiments supportés par noyau central en béton armé.

En général l'exposant de la déformée  $\zeta$  peut être estimée par une régression sur la déformée issue du calcul dynamique de la structure.

Le coefficient adimensionnel  $K_x$  est défini par :

$$K_x = \frac{\int_0^h v_m^2(z) \cdot \phi_{1,x}(z) dz}{v_m^2(z_s) \int_0^h \phi_{1,x}^2(z) dz} \quad (14) \quad [EC1-4 B.11]$$

En supposant que  $\phi_{1,x}(z) = (z/h)^\zeta$  et  $c_0(z) = 1$  (terrain plat), le coefficient  $K_x$  peut être calculée de manière approchée par la formule :

$$K_x = \frac{(2\zeta + 1) \cdot \left\{ (\zeta + 1) \cdot \left[ \ln \left( \frac{z_s}{z_0} \right) + 0,5 \right] - 1 \right\}}{(\zeta + 1)^2 \cdot \ln \left( \frac{z_s}{z_0} \right)} \quad (15) \quad [EC1-4 B.12]$$

Où  $z_0$  est la longueur de rugosité du terrain.

## Masse équivalente

La masse équivalente par unité de longueur  $m_e$  du mode fondamental est donnée par l'expression :

$$m_e = \frac{\int_0^l m(s) \cdot \phi_1^2(s) ds}{\int_0^l \phi_1^2(s) ds} \quad (16) \quad [EC1-4 F.14]$$

Où  $m$  est la masse par unité de longueur ;  $l$  la portée ou hauteur de la construction ou de l'élément structural. Pour les structures en console avec une répartition de masse variable (ce qui est le cas pour les immeubles),  $m_e$  peut être calculé de manière approchée par la valeur moyenne de la masse linéique  $m$  sur le tiers supérieur du bâtiment.

NB : les auteurs attirent l'attention des concepteurs sur la sensibilité de la vérification du confort vis-à-vis du calcul de la masse équivalente du mode fondamental. Une attention particulière devra être portée sur cette estimation dans le cas des bâtiments « hétérogènes » sur leur hauteur, notamment les bâtiments à « podium béton ».

## II.2. PERIODE DE RETOUR DU VENT

Un critère de confort définit une accélération limite en général vis-à-vis d'une période de retour de vent donnée. Une période de retour caractérise le temps statistique entre deux occurrences d'un évènement naturel d'une intensité donnée. De façon intuitive, plus la période de retour est grande, plus le seuil d'accélération acceptable sera grand.

### II.2.1. APPROCHE NF EN 1991-1-4

La période de retour du vent de calcul dans l'Eurocode 1 [NF EN 1991-1-4] est de 50 ans par défaut. Le vent de calcul  $v_b$  correspond au maximum de la moyenne sur 10 min du vent, lors d'une mesure de 50 ans.

Pour adapter cette valeur à d'autres périodes de retour, l'Eurocode propose une formule pour calculer la vitesse moyenne du vent sur 10 min présentant la probabilité  $p$  de dépassement sur une période d'un an. Cette probabilité est donc l'inverse de la période de retour.

Cette formule est basée sur l'hypothèse selon laquelle le maximum annuel du carré de la vitesse moyenne du vent est décrit par une loi de valeurs extrêmes. Cette vitesse est donc déterminée en multipliant la vitesse de référence du vent  $v_b$  (vent à 50 ans) par un coefficient de probabilité  $c_{prob}$  :

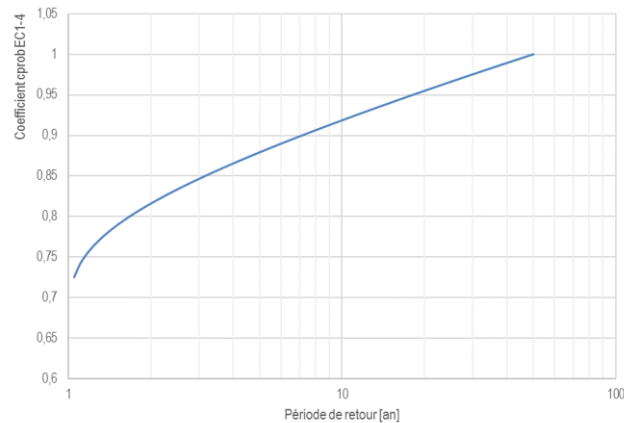
$$c_{prob} = \left( \frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \quad (17) \quad [EC1-4 4.2]$$

Où  $K$  est un paramètre de forme dépendant du coefficient de variation de la loi des valeurs extrêmes et  $n$  l'exposant. Les valeurs recommandées pour ces deux paramètres sont  $K = 0,2$  et  $n = 0,5$ . Les valeurs données dans l'annexe nationale française sont  $K = 0,15$  et  $n = 0,5$ .

L'évolution de  $c_{prob}$  est présentée en **FIGURE 3**. L'accélération maximale caractéristique est obtenue à partir de la formule suivante :

$$a_{max,x}(z) = k_p(n_{1,x}) \cdot \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z) \quad (18)$$

Les termes qui dépendent de la période de retour de vent sont  $v_m^2(z_s)$  et la réponse résonante du bâtiment  $R$ .



**FIGURE 3** : Evolution du coefficient  $c_{prob}$  de l'Eurocode 1-4 en fonction de la période de retour de vent

## II.2.2. METHODE DE COMPARAISON DES CRITERES DE CONFORT

Pour pouvoir comparer différents critères définis pour des périodes de retour de vent différents, on propose un facteur correctif basé sur l'approche  $c_{prob}$  de l'Eurocode, pour pouvoir calculer l'accélération limite ajustée  $a_i^*$  d'un critère pour une période de retour de vent  $T$  et un projet donnés :

$$a_i^* = a_i(T) = a_0 \cdot \left( \frac{c_{prob}(T)}{c_{prob}(T_{ref,i})} \right)^2 \cdot \left( \frac{R(T)}{R(T_{ref,i})} \right) \quad (19)$$

Où  $a_0$  et  $T_{ref,i}$  sont respectivement la valeur de l'accélération et la période de retour de vent de référence associées au critère étudié. Le coefficient d'ajustement proposée dans la formule (19) dépend donc des valeurs du coefficient  $c_{prob}$  et de la réponse résonante  $R$  de l'immeuble pour la période de retour de référence et celle considérée.

La formule (17) ne permet pas de calculer la valeur du vent 1 an, pourtant demandée dans certains critères de confort. Pour obtenir l'accélération équivalente à un vent de période de retour 1 an, deux stratégies sont envisageables :

- Il est possible d'extrapoler la valeur du coefficient  $c_{prob}$  à partir de l'évolution montrée dans la **FIGURE 3**. On propose de manière empirique  $c_{prob}(1 \text{ an}) = 0,75$ . On retient cette hypothèse pour la suite de l'étude.
- La norme **[ISO 6897, 1984]** propose elle un facteur de 0,72 pour passer du critère à 5 ans, au critère à 1 an.

## II.3. MODE DE TORSION

L'Eurocode 1-4 **[NF EN 1991-1-4]** ne fournit aucune recommandation pour le calcul et la vérification des vibrations de torsion des bâtiments.

L'annexe nationale française précise qu'une méthodologie de calcul des vibrations de torsion des ouvrages dues à la turbulence longitudinale du vent est proposée dans le document de la **[CECM, 1989]** « Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions ».

Des critères basés sur l'amplitude de la vitesse angulaire ont été suggérées, mais aucun critère ne semble vraiment faire consensus. Le CECM propose une limite de 1 milli-radian pour une période de retour de vent de 10 ans ; tandis que **[Sarkisian, 2012]** propose un critère de 1,5 et 3 milli-radians pour des périodes de retour de vent respectivement de 1 et 10 ans.

Il est généralement admis que les vibrations et les mécanismes d'excitation dans les directions perpendiculaires au vent et de torsion sont des phénomènes complexes à prévoir et modéliser. Notamment, la distribution de la pression et les variations temporelles du vent sur les côtés du bâtiment dépendent directement du flux turbulent et des tourbillons générés par le bâtiment lui-même. C'est pourquoi dans de nombreux cas, le recours à un essai en soufflerie est nécessaire. On note que les normes japonaises incluent des méthodes de calcul de l'accélération de torsion basées sur des essais en soufflerie et des mesures expérimentales pour des bâtiments de section simple (rectangulaire ou circulaire).

## II.4. CRITERES DE CONFORT

### II.4.1. PRESENTATION DES CRITERES DE CONFORT USUELS

De nombreux critères différents sont utilisés dans le monde pour la vérification du confort vis-à-vis de l'action dynamique du vent sur les bâtiments. On présente dans la suite de ce paragraphe, les principes des critères de confort les plus répandus. Pour plus de détails sur les critères de confort et de perception et leurs origines, le lecteur est invité à consulter des articles de synthèse comme [Burton et al., 2015] [Johann et al., 2015].

#### NBCC

Depuis l'édition de 1975, le code de construction des bâtiments au Canada NBCC (*National Building Code of Canada*) [NBCC, 1995], présente une méthodologie de calcul pour évaluer et vérifier le confort des usagers sous les vibrations induites par le vent dans les bâtiments. Ce code donne ainsi une large gamme d'accélération maximale acceptable basée sur une période de retour de vent de 10 ans.

La plage s'étend de 10 milli-g à 30 milli-g. Il est néanmoins suggéré que les valeurs basses correspondent davantage à des seuils pour des bâtiments résidentiels, les valeurs hautes étant plus adaptées aux bâtiments commerciaux et bureaux. Aucune influence de la fréquence n'est mentionnée. On note que la valeur de 15 milli-g a été adoptée pour la conception du bâtiment Brock Commons de Vancouver [Canadian Wood Council, 2018]. Dans les codes Hongkongais et chinois, l'accélération maximale est calculée avec une période de retour de vent de 10 ans. Les valeurs maximales de l'accélération sont de 15 milli-g pour les résidences, et 25 milli-g pour les bureaux. On observe que ces valeurs correspondent aux milieux des deux plages extrémales qui composent la gamme d'accélération fournie par le NBCC.

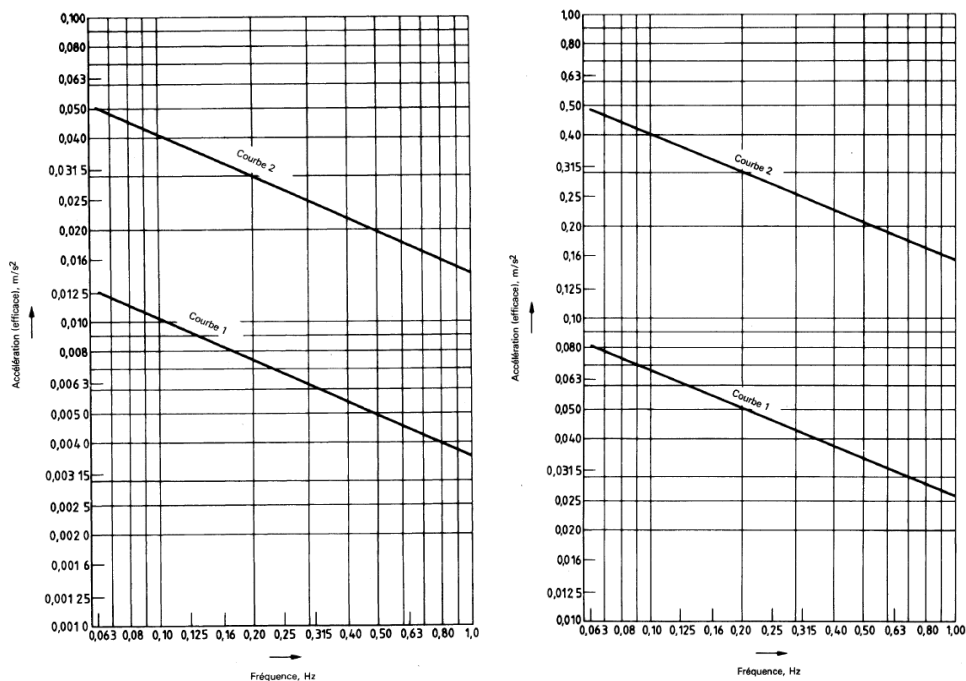
#### ISO 6897:1984

En synthétisant les résultats de différentes expériences en laboratoire [Khan & Parmelee, 1971] [Chen & Robertson, 1972], et un sondage à grande échelle auprès d'usagers d'immeubles de grande hauteur mené par [Hansen et al., 1973], [Irwin, 1978] émet des recommandations pour évaluer l'acceptabilité du mouvement horizontal des bâtiments soumis à des forces de vent.

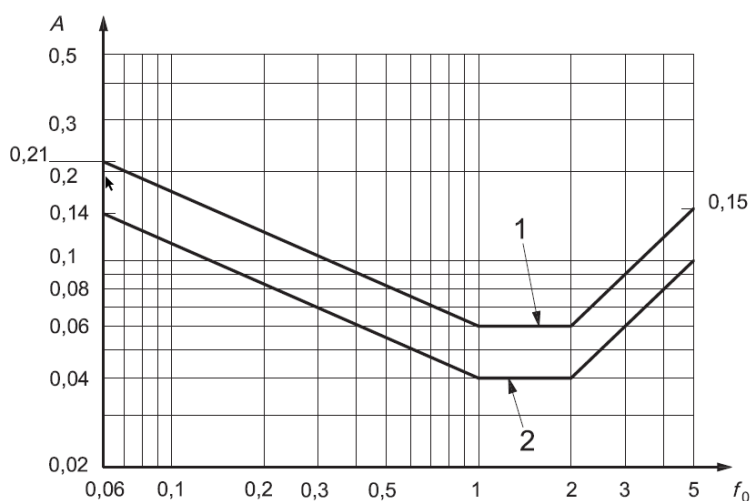
Cette étude a conduit à la rédaction de la norme [ISO 6897, 1984] qui présente deux courbes concernant le confort des usagers dans les structures de basse fréquence : une courbe de perception des vibrations et une courbe concernant les limites de confort (voir **FIGURE 4**). Ces deux courbes portent sur la valeur efficace (moyenne quadratique RMS) de l'accélération calculée à partir d'un vent mesuré sur les 10 plus mauvaises minutes consécutives à une tempête se reproduisant à intervalles d'au moins 5 ans (i.e. période de retour de vent de 5 ans). Cette norme introduit une forte dépendance entre les limites de perception et de confort et la fréquence des vibrations, avec une décroissance de 0,063 Hz à 1 Hz.

#### ISO 10137:2007

Une norme internationale plus récente [ISO 10137, 2007] a été publiée en 2007. Cette norme conserve la dépendance en fréquence du critère de confort de l'ancienne norme [ISO 6897, 1984], mais se base sur l'accélération maximale (pic d'accélération) calculée à partir d'une période de retour de 1 an. Des recommandations distinctes sont données pour les immeubles de bureaux et les immeubles résidentiels (voir **FIGURE 5**).



**FIGURE 4 :** Courbes de perception et de confort selon la norme ISO 6897:1984  
 (Gauche) Seuil de perception moyen (courbe 2) et inférieur (courbe 1) du mouvement horizontal par les êtres humains  
 (Droite) Amplitude de mouvement horizontal de bâtiments à usages généraux (courbe 1) et de structures fixes en mer (courbe 2) proposées comme satisfaisantes.



**FIGURE 5 :** Critère de confort selon la norme ISO 10137:2007. Amplitude maximale d'accélération acceptable en fonction de la fréquence fondamentale pour des bâtiments à usage de bureaux (courbe 1) et à usage de logements (courbe 2)

## Davenport

[Davenport, 1975] propose deux courbes reliant le seuil d'accélération maximal en fonction de la période de retour de vent, liées à une objection de 2 et 10% de la population (voir FIGURE 6). Ces deux courbes, basées sur les travaux de [Chen et al., 1972], et de retour d'expérience d'utilisateurs d'immeubles de grande hauteur comme l'étude de [Hansen et al., 1973], indiquent que la tolérance des usagers aux accélérations diminue si ces accélérations se produisent fréquemment, c'est-à-dire si la période de retour de vent diminue.

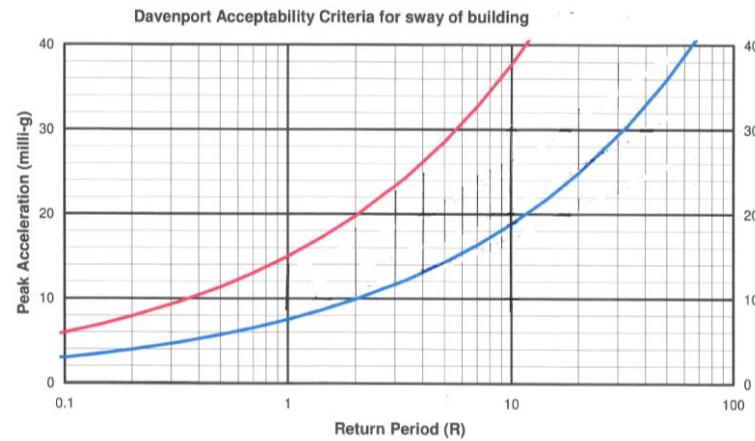


FIGURE 6 : Critère de Davenport (1975).

## AII – Architectural Institute of Japan

A la différence des autres critères cités précédemment, l'Institut d'Architecture du Japon [AII-Guidelines, 2004] donne une série de courbes de perception portant sur l'accélération maximale des vibrations. Celle-ci sont présentées sous forme de seuils de perception moyens pour 90, 70, 50, 30 et 10% des usagers (sur une période de retour de 1 an) (voir FIGURE 7). Ces recommandations permettent de laisser le choix à l'équipe de conception et à la maîtrise d'ouvrage, du niveau de perception qu'ils sont disposés à accepter. Ces courbes sont inspirées des travaux de recherche et de synthèse conduits par Kanda et Tamura et leurs collaborateurs dans les années 1990, sur les seuils de perception sous vibrations sinusoïdales [Kwok et al., 2009]. On peut noter que la courbe H-90 est très proche de la courbe limite de la norme ISO 10137:2007 donnée pour les immeubles de logements

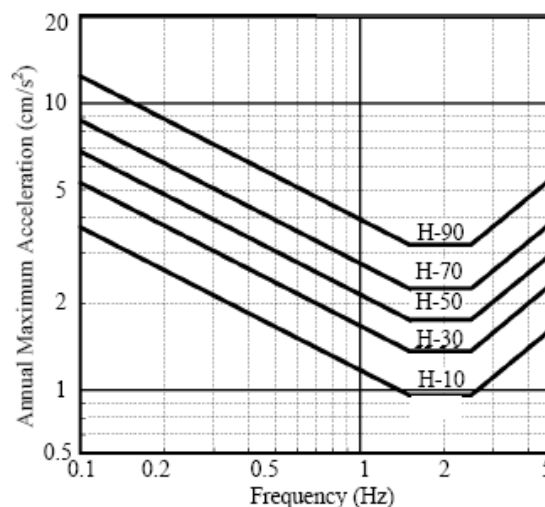
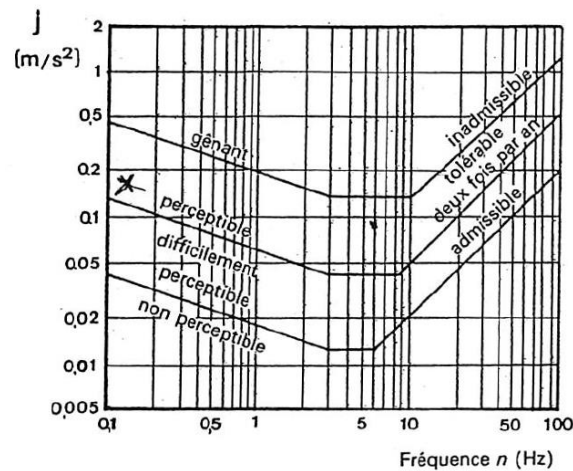


FIGURE 7 : AII Guidelines 2004. Seuils de perception moyens des vibrations pour 90, 70, 50, 30 et 10% des usagers



## CECM

En 1989, dans ses recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions [CECM, 1989], le CECM (Convention Européenne de la Construction Métallique) propose trois limites de confort concernant les accélérations horizontales maximales en fonction de la fréquence des oscillations (voir **FIGURE 8**). Ces courbes définissent ainsi les vibrations non perceptibles, difficilement perceptibles, perceptibles et gênants. Un facteur correctif est proposé en fonction de l'usage de l'ouvrage : les courbes références sont ainsi multipliées par 1,4 pour les immeubles de logements et par 4 pour les immeubles de bureaux. La courbe couramment utilisée pour la vérification du confort est la courbe intermédiaire qui définit la limite entre vibrations perceptibles et difficilement perceptibles.



Destination du lieu	Facteur de majoration de $j$
Travail de précision, hôpital	1
Résidence	1,4
Bureau	4
Atelier	8
Circulation piétonne	16

**FIGURE 8 :** Accélérations horizontales limites de confort des oscillations en flexion selon les recommandations du CECM 1989 (Convention Européenne de la Construction Métallique)

## Critères empiriques

En France de nombreux immeubles de grande hauteur ont été conçus en suivant un critère empirique de confort vis-à-vis de l'action dynamique du vent : l'accélération maximale pour une période de retour de vent de 10 ans doit être limitée à 18 milli-g (voire 20 milli-g) pour les immeubles de bureaux et de 11 à 15 milli-g pour les immeubles de logements et hôtels.

Sarkisian, dans son ouvrage sur la conception des immeubles de grande hauteur [Sarkisian, 2016], suggère des critères empiriques sur la perception des mouvements dans les immeubles de grande hauteur. Pour les logements, l'accélération de pointe ne doit pas dépasser les 5-7 milli-g ou 12-15 milli-g pour une période de retour respectivement d'un an et 10 ans. Pour les bureaux, ces plages admissibles sont de 10-13 milli-g ou 20-25 milli-g pour une période de retour respectivement d'un an et 10 ans. On voit que ces critères qui ont été utilisés sur de nombreux projets de tour dans le monde entier par le bureau d'études SOM [Sarkisian, 2016] apparaissent moins conservateurs que les critères empiriques couramment utilisés en France.

## II.4.2. COMPARAISON ET DISCUSSION

La revue des critères de confort les plus utilisés dans le monde pour la conception des bâtiments de grande hauteur montre globalement une grande dispersion que ce soit en termes de valeurs, que de méthodologie de calcul. Même si globalement ces critères ne se contredisent pas, une grande hétérogénéité est constatée :

- Les périodes de retour de vent de référence différent (1 an, 5 ans et 10 ans)
- Certains critères donnent une valeur limite bien définie ou fournissent une plage plus ou moins étendue de valeurs acceptables, alors que certains montrent une influence de la fréquence des oscillations sur la valeur limite de l'accélération maximale caractéristique.
- L'usage du bâtiment (résidentiel ou bureaux) n'est pas toujours différencié.

	Accélération	Période de retour	Dépendance en fréquence	Distinction Bureaux/Logements
<b>ISO 6897</b>	R.M.S.	5 ans	Oui	Non
<b>ISO 10137</b>	Max	1 an	Oui	Oui
<b>AIJ 2004</b>	Max	1 an	Oui	Non
<b>NBCC</b>	Max	10 ans	Non	Oui
<b>CECM</b>	Max	10 ans	Oui	Oui
<b>Davenport</b>	Max	Varie	Non	Non
<b>IGH France</b>	Max	10 ans	Non	Oui
<b>NBCC</b>	Max	10 ans	Non	Oui

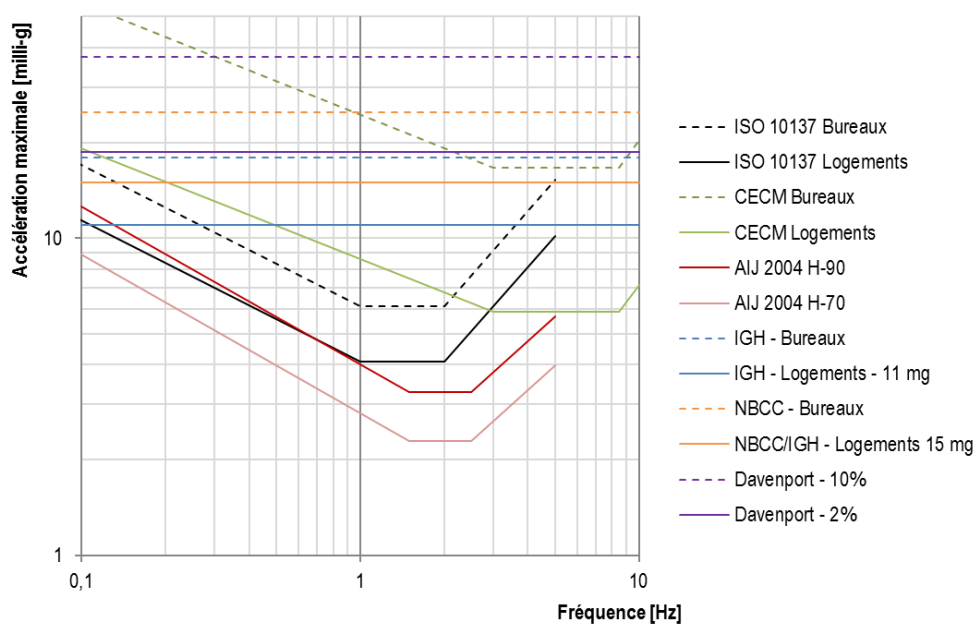


FIGURE 9 : Analyse des critères de confort usuels

Afin de pouvoir comparer ces différents critères sur un même projet et une même période de retour de vent, on adopte la méthodologie d'ajustement décrite dans la section II.2.2, basée sur un facteur correctif et l'approche  $c_{prob}$  de l'Eurocode 1-4. Les projets d'immeubles de logements et de bureaux utilisés pour mener cette comparaison sont ceux décrits dans le Livrable 3 « *Amortissement des bâtiments bois – Etude de cas* ». (Pour plus de détails et une analyse complète de la sensibilité des projets vis-à-vis de la vérification du confort sous charges de vent, le lecteur est invité à consulter le livrable L3).

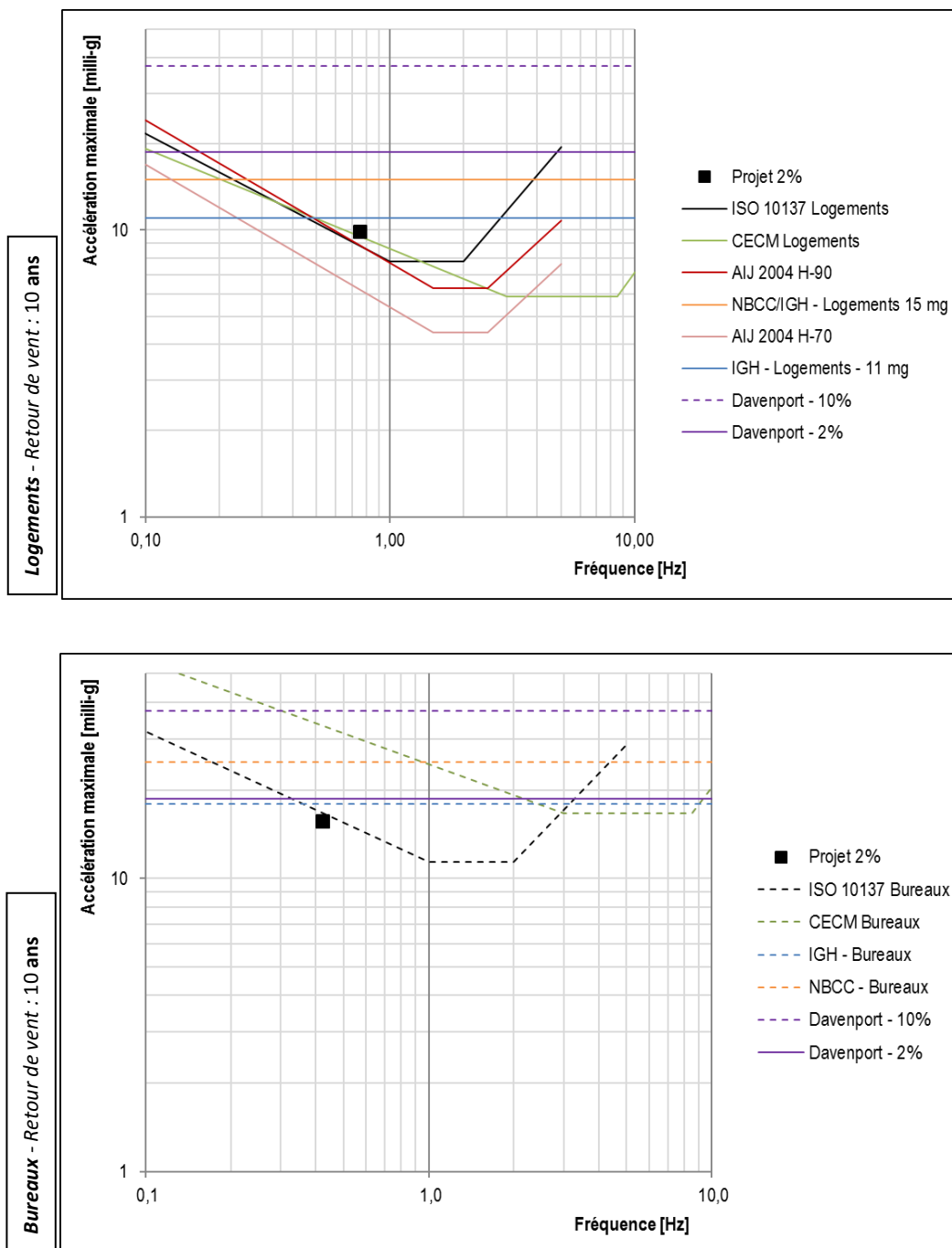
On rappelle dans le tableau suivant les propriétés dynamiques des deux projets de l'étude de cas :

	Etude de cas Logement	Etude de cas Bureaux
<b>Hauteur Totale</b>	47,6 m	
<b>Mixité</b>	Bois/Béton	Bois
<b>Fréquence propre</b>	0,73 Hz	0,42 Hz
<b>Période</b>	1,33 s	2,38 s
<b>Masse linéaire</b>	97 440 kg/m	94 870 kg/m
<b>Amortissement</b>	2%	2%
<b>Accélération 10 ans</b>	9,9 milli-g	15,7 milli-g

**TABLEAU 1** : Propriétés dynamiques des bâtiments de l'étude de cas

La **FIGURE 10** présente ainsi une comparaison des différents critères de confort décrit dans la section II.4.1 pour une période de retour de vent de 10 ans vis-à-vis de la justification du confort dans les deux bâtiments logements et bureaux de l'étude de cas :

- Le critère AIJ-70 est très contraignant
- Les critères AIJ-90 et ISO 10137-Logements sont similaires pour les bâtiments de fréquence inférieure à 1 Hz. Pour les fréquences supérieures à 1 Hz, le critère AIJ-90 est plus contraignant. Les critères ajustés AIJ-90 et ISO 10137-Logements pour le projet à l'étude et une période de retour de vent de 10 ans sont proches du critère CECM-Logements.
- Le critère empirique IGH-Logements de 11 milli-g est semblable aux critères du CECM-Logements / ISO 101-37-Logements et AIJ-90 pour des fréquences de l'ordre de 0,4-0,5 Hz.
- Le critère empirique IGH-Bureaux de 18 milli-g est très proche du critère de Davenport-2% calculé pour une période de retour de vent de 10 ans.
- Le critère empirique IGH-Bureaux de 18 milli-g est semblable au critère ISO 10137-Bureaux ajusté (période de retour de vent de 10 ans + projet à l'étude) pour des fréquences de l'ordre de 0,3-0,4 Hz.
- Les critères empiriques canadiens (NBCC) pour les bureaux (20 à 30 milli-g) sont moins contraignants que ceux couramment utilisés en France (18-20 milli-g). Les valeurs inférieures de la plage d'accélération conseillée pour les logements par le NBCC (10 à 20 milli-g) sont en accord avec la plage généralement considérée en France (11 à 15 milli-g).
- Les critères du CECM bureaux et Davenport-10% sont très largement moins contraignants vis-à-vis de la gamme d'accélération tolérable.



**FIGURE 10** : Comparaison des critères de confort usuels pour une période de retour de vent de 10 ans. Valeurs ajustées pour les études de cas du livrable 3 et une même période de retour de vent.

**NB** : On rappelle que la méthode d'ajustement d'un critère pour une période de retour de vent différente de celle de référence associée à celui-ci, dépend du projet à l'étude. Par exemple l'ajustement présenté dans les figures ci-dessus des critères à un an (ISO, AIJ etc.) est valable pour les deux études de cas présentées précédemment et ne doit pas être l'objet d'une généralisation. Les concepteurs devront au cas par cas déterminer les coefficients d'ajustement des critères selon la méthode décrite en §II.2.2., en fonction des propriétés dynamique du projet à l'étude.

### III. CONCLUSIONS & RECOMMANDATIONS

---

Le présent document présente une synthèse sur la méthodologie de vérification du confort dans un bâtiment bois sous les oscillations induites par le vent, menés par Elioth et l'Institut technologique du FCBA.

La méthodologie de calcul de l'accélération caractéristique de pointe selon la **[NF EN 1991-1-4]** a tout d'abord été rappelée. L'Eurocode ne fournit néanmoins aucune recommandation quant au critère de confort associé à ce calcul.

De nombreux critères différents sont utilisés dans le monde pour la vérification du confort vis-à-vis de l'action dynamique du vent sur les bâtiments. Même si globalement ces critères ne se contredisent pas, une grande hétérogénéité est observée, que ce soit en termes de valeur, de période de retour, d'influence de la fréquence ou encore de distinction en fonction de l'usage du bâtiment.

Une revue et comparaison a donc été conduite dans le but de fournir au concepteur les clés de compréhension pour le choix d'un critère de confort dans la conception d'un bâtiment bois. Une méthodologie de comparaison de différents critères pour un projet et une même période de retour de vent est proposée.

Face aux difficultés de la prédiction du comportement dynamique d'un bâtiment avant sa construction, le choix d'une valeur d'amortissement (cf. Livrable 1 « Rapport de l'étude bibliographique sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur ») et d'un critère de confort associé demeure le fruit d'une discussion entre concepteur, maître d'ouvrage et bureaux de contrôle sur l'analyse des risques et de la sensibilité du projet au regard de la vérification du confort.

## BIBLIOGRAPHIE

---

- ADIVbois. (2017). *Vade-mecum des immeubles à vivre bois*.
- AIJ-Guidelines. (2004). Guidelines for the evaluation of habitability to building vibration. Architectural Institute of Japan.
- Burton, M. D., Kwok, K. C. S., & Abdelrazaq, A. K. (2015). Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort. *International Journal of High-Rise Buildings*, 66.
- Canadian Wood Council. Brock Commons Tallwood House: The advent of tall wood structures in Canada - A case study (2018).
- CECM. (1989). Recommendations pour le calcul des effets du vent sur les constructions. *Construction Métallique*, 1989(1).
- Chen, P. W., & Robertson, L. E. (1972). Human perception thresholds of horizontal motion. *ASCE Journal of the Structural Division*, 98(8), 1681–1695.
- Hansen, R. J., Reed, J. W., & Vanmarcke, E. H. (1973). Human Response To Wind-Induced Motion of Buildings. *ASCE Journal of Structural Division*, 99(7), 1589–1605.
- Irwin, A. W. (1978). Human Response To Dynamic Motion of Structures. *Structural Engineer*, 56 A(9), 237–244.
- ISO 10137. (2007). Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. International Organization for Standardization.
- ISO 6897. (1984). Guide pour l'évaluation de la réponse des occupants de structures fixes, en particulier de bâtiments et de structures en mer, à un mouvement horizontal de basse fréquence (0,063 à 1 Hz). International Organization for Standardization.
- Johann, F. A., Carlos, M. E. N., & Ricardo, F. L. S. (2015). Wind-induced motion on tall buildings: A comfort criteria overview. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 142, 26–42.
- Khan, F. R., & Parmelee, R. A. (1971). Service criteria for tall buildings for wind loading. In *Proceedings of 3rd International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures* (pp. 401–407).
- Kwok, K. C. S., Hitchcock, P. A., & Burton, M. D. (2009). Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 97(7–8), 368–380.
- NBCC. (1995). National Building Code of Canada. Part 4. National Research Council of Canada.
- NF EN 1991-1-4. (2005). Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent.
- Sarkisian, M. (2012). *Designing Tall Buildings*. Routledge.
- Sarkisian, M. (2016). *Designing tall buildings: Structure as architecture*. *Designing Tall Buildings: Structure as Architecture* (2nd ed.). Routledge.

# **LIVRABLE 3 :**

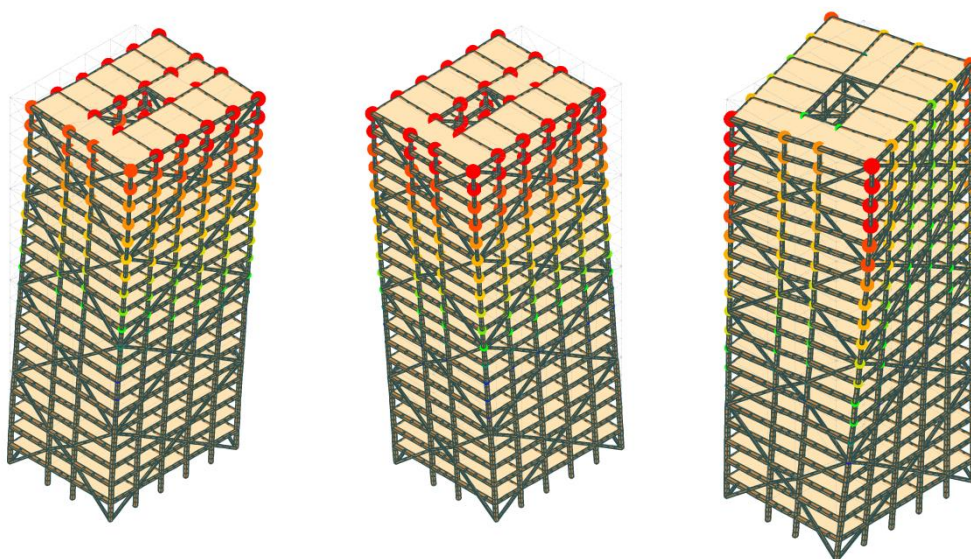
# **ETUDE DE CAS – NOTE DE CALCUL ET DE MODELISATION**

13 FÉVRIER 2019 – INDICE B

# AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR

ETUDE DE BENCHMARKING

LIVRABLE 3 : ETUDE DE CAS – NOTE DE CALCUL ET DE MODELISATION



**elioth**  
egis concept

Elioth – Egis concept  
4, rue Dolorès Ibarruri  
F-93188 Montreuil cedex

**FCBA**

INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Institut technologique FCBA  
(Forêt Cellulose Bois-  
construction Ameublement)  
10 Rue Galilée  
77420 Champs-sur-Marne



A DIV BOIS

Association pour le Développement  
d'Immeubles à Vivre Bois  
120 avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS

**CODIFAB**

Comité professionnel de  
Développement des Industries  
Français de l'Ameublement et du Bois  
120 avenue Ledru-Rollin  
75011 PARIS



## ETUDE DE BENCHMARKING SUR L'AMORTISSEMENT DES BATIMENTS BOIS DE GRANDE HAUTEUR

**Demandeur :** CODIFAB  
 Comité Professionnel de Développement des  
 Industries Françaises de l'Ameublement et du Bois  
 120, Avenue Ledru-Rollin  
 75011 PARIS

### LIVRABLE 3 :

Etude de cas – Notes de calcul et de modélisation

SUIVI DES MODIFICATIONS				
INDICE	MODIFICATIONS	DATE D'EMISSION	CONTRIBUTEURS	
A	Emission	16/11/2018	<b>Elioth</b>	Koliann MAM François CONSIGNY
B	Détail estimation masse équivalente + méthode calcul flèches ELS	13/02/2019	<b>FCBA</b>	Laurent LEMAGOROU Serge LENEVE

## SOMMAIRE

<b>I. INTRODUCTION .....</b>	<b>5</b>
<b>I.1. CONTEXTE.....</b>	<b>5</b>
<b>I.2. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE .....</b>	<b>5</b>
<b>II. PRESENTATION DE L'ETUDE DE CAS .....</b>	<b>6</b>
<b>II.1. DESCRIPTION DU BATIMENT.....</b>	<b>6</b>
<b>III. HYPOTHESES .....</b>	<b>8</b>
<b>III.1. REGLEMENTATION .....</b>	<b>8</b>
III.1.1. BASE NORMATIVE .....	8
<b>III.2. MATERIAUX.....</b>	<b>9</b>
III.2.1. BOIS.....	9
III.2.2. BETON .....	9
<b>III.3. CHARGES .....</b>	<b>10</b>
III.3.1. POIDS PROPRE [PP] .....	10
III.3.2. CHARGES PERMANENTES [CP] .....	10
III.3.3. CHARGES D'EXPLOITATION [Q] .....	11
III.3.4. CHARGES DE NEIGE [N] .....	11
III.3.5. CHARGES DE VENT [V].....	11
III.3.6. SEISME .....	11
III.3.7. COMBINAISONS .....	13
<b>III.4. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT .....</b>	<b>15</b>
III.4.1. ETAT LIMITE ULTIME .....	15
III.4.2. INCENDIE.....	15
III.4.3. ETAT LIMITE DE SERVICE .....	15
<b>IV. NOTE DE CALCUL ET CONFORT .....</b>	<b>17</b>
<b>IV.1. MODELISATION .....</b>	<b>17</b>
IV.1.1. BOIS LAMELLE-COLLE.....	17
IV.1.2. PANNEAUX CLT .....	17
IV.1.3. ELEMENTS BETON.....	17
<b>IV.2. RESULTATS .....</b>	<b>17</b>
IV.2.1. ETATS LIMITES ULTIMES .....	17
IV.2.2. ETATS LIMITES DE SERVICE .....	21
<b>IV.3. CONFORT – CRITERES ET AMORTISSEMENT.....</b>	<b>23</b>
IV.3.1. ETUDE DE CAS BUREAUX .....	23
IV.3.2. ETUDE DE CAS LOGEMENTS.....	24
IV.3.3. ESTIMATION DE LA FREQUENCE .....	26
<b>V. CONCLUSION.....</b>	<b>28</b>
<b>VI. ANNEXE A .....</b>	<b>29</b>



# I. INTRODUCTION

---

## I.1. CONTEXTE

L'association ADIVbois travaille depuis maintenant 3 ans pour accompagner l'émergence de Bâtiments en bois de Grand Hauteur (BBGH) en France. La Commission Technique d'ADIVbois a contribué à la réalisation de plusieurs études exploitables par les concepteurs adhérents dont notamment, un Benchmarking national et international, des Etudes de cas sur trois grands principes constructifs types, et une prestation d'AMO dans le cadre d'un programme PUCA, dédié spécifiquement aux BBGH.

Les études de cas menées en 2017 [ADIVbois, 2017] ont permis d'identifier plusieurs points fondamentaux à prendre en compte dans la démarche de conception d'un BBGH. Notamment, la maîtrise des déplacements horizontaux et oscillations pilotés par la raideur, l'amortissement et la masse du bâtiment, apparaît fondamentale vis-à-vis des critères liés à la conception des bâtiments de grande hauteur.

A ce titre, le confort en tête (accélération et oscillations ressenties par les usagers sous les effets dynamiques de vent) est un point critique majeur. Les études de sensibilité menées dans le cadre de ces études de cas ont ainsi montré que dans de nombreuses configurations, le confort en tête d'immeuble devient le critère dimensionnant pour de nombreux éléments structuraux, qui plus est lorsque le nombre d'étages devient important.

La garantie du confort des usagers est classiquement assurée par une justification portant sur la probabilité de dépassement d'une valeur maximale de l'accélération en tête du bâtiment, au-dessus de laquelle les usagers ressentent une gêne.

Cette justification, guidée par la [NF EN 1991-1-4] et son annexe nationale, dépend fondamentalement de la valeur de la raideur et de l'amortissement élastique de la structure. L'annexe F préconise des valeurs courantes du pourcentage d'amortissement critique, pour de nombreux types d'ouvrage, mais aucune valeur ne correspond au cas d'un BBGH, dont le rapport masse/raideur est différent.

Il apparaît aujourd'hui nécessaire de lever les incertitudes sur la valeur de l'amortissement structural critique d'un bâtiment bois de grande hauteur, et d'évaluer son influence sur le comportement dynamique sous charges de vent de ce type d'ouvrage.

## I.2. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE

L'objet de la présente note concerne l'étude virtuelle de deux bâtiment bois de grande hauteur R+13 à usage de bureaux et de logements.

L'objectif de ces deux études de cas est de fournir un exemple d'application de la méthodologie décrite dans les livrables L1 « Rapport de l'étude bibliographique sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur » et L2 « Critères et méthodes de justification du confort » associés au présent document, et de présenter les enjeux possibles de la vérification du confort pour un projet d'immeuble bois.

## II. PRESENTATION DE L'ETUDE DE CAS

### II.1. DESCRIPTION DU BATIMENT

Le bâtiment à l'étude est un immeuble R+13 de bureaux ou de logements, avec des étages qui mesurent environ 27,6 x 22 m. La hauteur des étages est de 3,4 m.

La structure porteuse principale du bâtiment est une ossature poteau-poutre articulée. Elle est contreventée par un exosquelette constitué de diagonales en bois assurant un fonctionnement de type treillis en façade.

Ce système de contreventement est couplé dans le « cas logements » à un noyau béton au niveau des espaces de circulation. Pour le cas « Bureaux » on considère que le noyau ne participe pas au contreventement de l'ouvrage.

Les planchers de 4,6 m de portée sont constitués de panneaux CLT qui reposent sur l'ossature en bois lamellé-collé. La façade est portée par une poutre de rive qui assure également la fonction de montant du treillis de l'exosquelette.

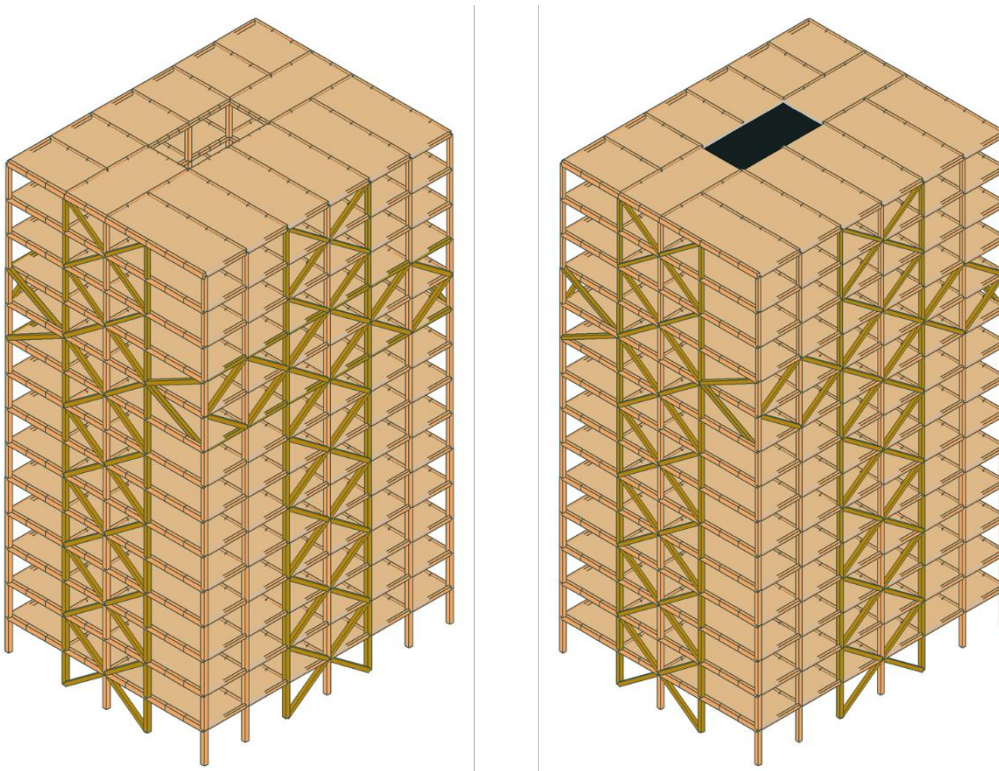


FIGURE 1 : Vue d'ensemble des études de cas – (GAUCLE) Bureaux ; (DROITE) Logements

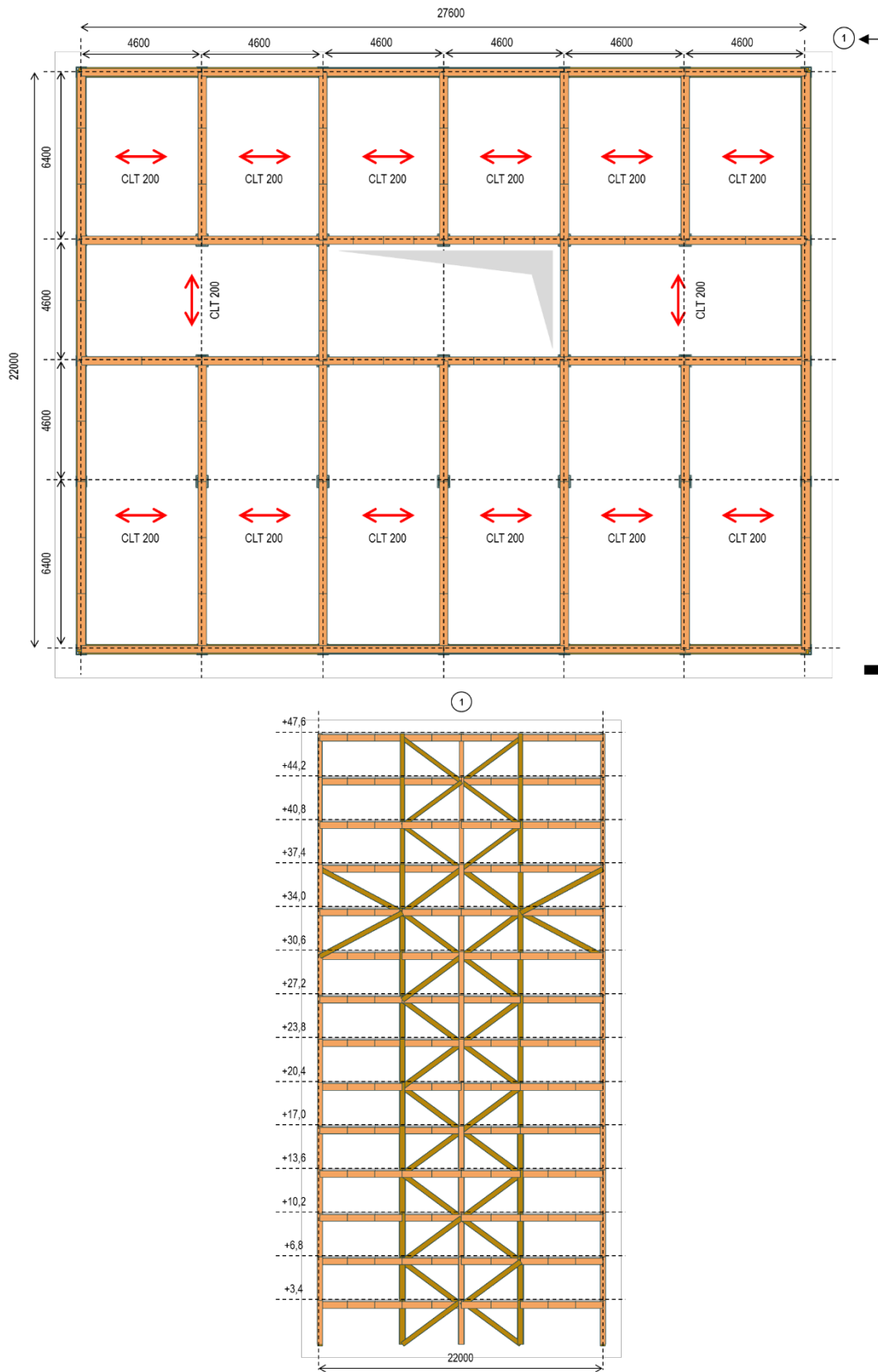


FIGURE 2 : Plan d'étage et élévation

## III. HYPOTHESES

---

### III.1. REGLEMENTATION

#### III.1.1. BASE NORMATIVE

L'intégralité des règles Eurocode ainsi que le corpus de textes et normes cohérent avec l'Eurocode (en particulier EN NF 1090-1 et EN NF 1090-2) forme la base normative de la présente conception. Les calculs effectués s'appuient plus directement sur les textes suivants :

#### Eurocode 0 – Bases de calcul des structures

- NF EN 1990 – Base de calcul des structures
- NF EN 1990/A1 – Base de calcul des structures – amendement A1
- NF EN 1990/A1/NA – Base de calcul des structures – annexe nationale

#### Eurocode 1 – Actions sur les structures

- NF EN 1991 -1 – 1 poids volumique, poids propre, charge d'exploitation
- NF P 06 EN – 111 -2 poids volumique, poids propre, charge d'exploitation – annexe nationale
- NF EN 1991-1-2 – Actions sur les structures exposées au feu
- NF EN 1991-1-3 – charges de neige
- NF EN 1991-1-3/NA – charges de neige - annexe nationale
- NF EN 1991-1-4 – actions du vent
- NF EN 1991-1-4/NA – actions du vent – annexe nationale
- NF EN 1991-1-5 – actions thermiques
- NF EN 1991-1-5/NA – actions thermiques – annexe nationale
- NF EN 1991-3 – actions induites par les appareils de levage et les machines

#### Eurocode 3 – Calcul des structures en acier

- NF EN 1993 – 1 – 1 – Règles générales et règles pour les bâtiments
- NF EN 1993 – 1 – 1/NA – Règles générales et règles pour les bâtiments- annexe nationale
- NF EN 1993 – 1 – 5 – Plaques planes
- NF EN 1993 – 1 – 5/NA – Plaques planes - annexe nationale
- NF EN 1993 – 1 – 8 – Calcul des assemblages
- NF EN 1993 – 1 – 8/NA – Calcul des assemblages - annexe nationale

#### Eurocode 5 – Calcul des structures en bois

- NF EN 1995 – 1 – 1 Règles communes et règles pour les bâtiments
- NF EN 1995 – 1 – 1/NA Règles communes et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale
- NF EN 1995 – 1 – 2 Calcul des structures au feu
- NF EN 1995 – 1 – 2/NA Calcul des structures au feu – Annexe Nationale
- NF EN 1995 – 2 Règles pour les ponts

#### Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

- NF EN 1998 – 1 – 1 Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
- NF EN 1998 – 1 – 1/NA Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments– annexe nationale

## III.2. MATERIAUX

### III.2.1. BOIS

Pour les poteaux et poutres bois lamellé-collé l'essence considérée est GL28h. Les caractéristiques mécaniques sont prises conformément à NF EN 14080. L'influence des assemblages est prise en compte conformément à l'EC5 et son annexe nationale.

Bois lamellé-collé	Symbole	Valeur	Unités
Classe de résistance	GL28h		
Module d'Young longitudinal	$E_{0,mean}$	12600	MPa
Module de cisaillement	$G_{mean}$	650	MPa
Masse volumique moyenne	$\rho_{mean}$	460	kg/m <sup>3</sup>
Résistance à la flexion	$f_{m,k}$	28	MPa
Résistance à la traction	$f_{t,0,k}$	22,4	MPa
Résistance à la compression	$f_{c,0,k}$	28	MPa
Résistance au cisaillement	$f_{v,k}$	3,5	MPa

TABLEAU 1 : propriétés du bois lamellé-collé GL28h

Les CLT employés sont calculés selon un Avis Technique du CSTB en cours de validité. Les caractéristiques mécaniques sont conformes à l'avis technique. Le bois constituant les panneaux est considéré être du résineux de classe C24.

Il convient de prendre en compte les facteurs de modification de résistances, de durée de chargement et de déformations associés à la classe 1 (classe de service structurelle suivant NF EN 1995).

Matériau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Bois massif	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Bois lamellé collé	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

TABLEAU 2 : Valeurs de  $K_{mod}$  en fonction de la classe de service et de la durée du chargement (NF EN 1995)

Matériau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
Bois massif	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Bois lamellé collé	EN 14080	0,60	0,80	2,00

TABLEAU 3 : Valeurs de  $K_{def}$  en fonction de la classe de service (NF EN 1995)

### III.2.2. BETON

Les voiles du noyau sont en béton de classe C30/37. Les caractéristiques des bétons sont données dans l'EC2. Les aciers de ferrailage ont une limite élastique caractéristique de 500 MPa.



## III.3. CHARGES

### III.3.1. POIDS PROPRE [PP]

Le poids propre de la structure est déterminé automatiquement à partir du modèle et des masses volumiques moyennes des éléments. Ce poids propre est majoré de **10%** pour prendre en compte le poids des assemblages.

### III.3.2. CHARGES PERMANENTES [CP]

#### Façade

Afin de considérer le poids de la façade, on considère une charge de **0,75 kN/m<sup>2</sup>** s'appliquant sur les poutres de façade de la structure primaire.

#### Planchers

Le poids propre des panneaux CLT est automatiquement pris en compte par le logiciel de calcul aux éléments finis Oasys GSA, avec une densité de bois de 420 kg/m<sup>3</sup>. Il a été majoré de 10% pour prendre en compte les assemblages.

#### Complexe de plancher hors CLT - Logements

- Cloisons : 80 kg/m<sup>2</sup>
- Revêtement : 20 kg/m<sup>2</sup>
- Résilient : 10 kg/m<sup>2</sup>
- Chape 5 cm : 110 kg/m<sup>2</sup>
- Isolant : 10 kg/m<sup>2</sup>
- 2BA18 : 50 kg/m<sup>2</sup>

La charge du complexe de plancher hors CLT est de **2,8 kN/m<sup>2</sup>**

#### Complexe de plancher hors CLT - Bureaux

- Cloisons : 80 kg/m<sup>2</sup>
- Plancher surélevé : 50 kg/m<sup>2</sup>
- Chape 6 cm : 130 kg/m<sup>2</sup>
- Isolant : 10 kg/m<sup>2</sup>
- 2BA18 : 50 kg/m<sup>2</sup>

La charge du complexe de plancher hors CLT est de **3,2 kN/m<sup>2</sup>**

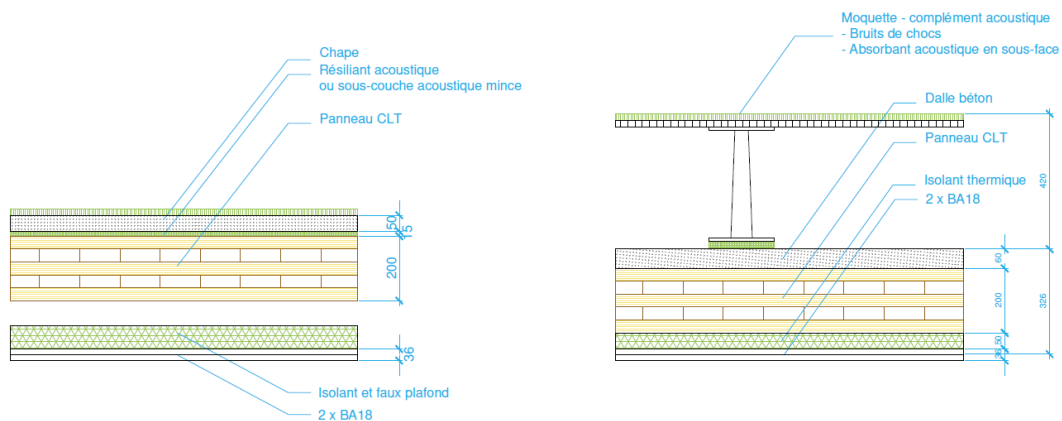


FIGURE 3 : Complexe de plancher – (GAUCHE) Logements ; (DROITE) Bureaux

### III.3.3. CHARGES D'EXPLOITATION [Q]

#### Logements

Les charges d'exploitation sont définies par la NF EN 1991-1-1 (mars 2003) et son Annexe Nationale (juin 2004) pour des logements catégorie A : **150 kg/m<sup>2</sup>**

#### Bureaux

Les charges d'exploitation sont définies par la NF EN 1991-1-1 (mars 2003) et son Annexe Nationale (juin 2004) pour des bureaux catégorie B : **250 kg/m<sup>2</sup>**

#### Coefficient de réduction selon la surface chargée pour le calcul des planchers et poutres

##### Clause 6.3.1.2(10)

Le coefficient de réduction  $\alpha_A$  n'est utilisé que pour les catégories d'usage suivantes : A, B, C3, D1, et F. Il n'y a pas de réduction à appliquer pour les autres catégories.

Ce coefficient est calculé selon l'expression

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \text{ avec } A_0 = 3,5 \text{ m}^2$$

#### Coefficient de réduction selon le nombre d'étage chargés pour le calcul des poteaux

##### Clause 6.3.1.2(11)

Le coefficient de réduction  $\alpha_n$  n'est utilisé que pour les catégories d'usage suivantes : A, B et F. Il n'y a pas de réduction à appliquer pour les autres catégories.

Ce coefficient est calculé selon les expressions suivantes :

$$\alpha_n = 0,5 + \frac{1,36}{n} \text{ pour la catégorie A}$$

$$\alpha_n = 0,7 + \frac{0,8}{n} \text{ pour les catégories B et F}$$

### III.3.4. CHARGES DE NEIGE [N]

Due à la faible valeur des charges de neige, ces charges sont négligées dans le modèle de calcul.

### III.3.5. CHARGES DE VENT [V]

Les charges de vent sont calculées selon l'Eurocode 1-4 suivant les hypothèses décrites ci-dessous.

On considère que le projet à l'étude se situe en **Zone 2** ( $v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$ ) et sur un terrain en **catégorie IIIb**, correspondant à un site périurbain. Le coefficient d'orographie du terrain est pris égal à 1, correspondant à un terrain plat.

On considère donc une pression dynamique de pointe  **$q_p = 0,88 \text{ kN/m}^2$** , calculée à 47,6 mètres.

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  utilisés sont présentés dans la figure-ci dessous. Deux directions de vent sont considérées. La valeur du coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  sera la plus défavorable entre +0,2 et -0,3 d'après l'Annexe Nationale française.

### III.3.6. SEISME

Aucune charge sismique n'est ici prise en compte afin de concentrer l'étude sur le comportement des bâtiments bois sous charges de vent.

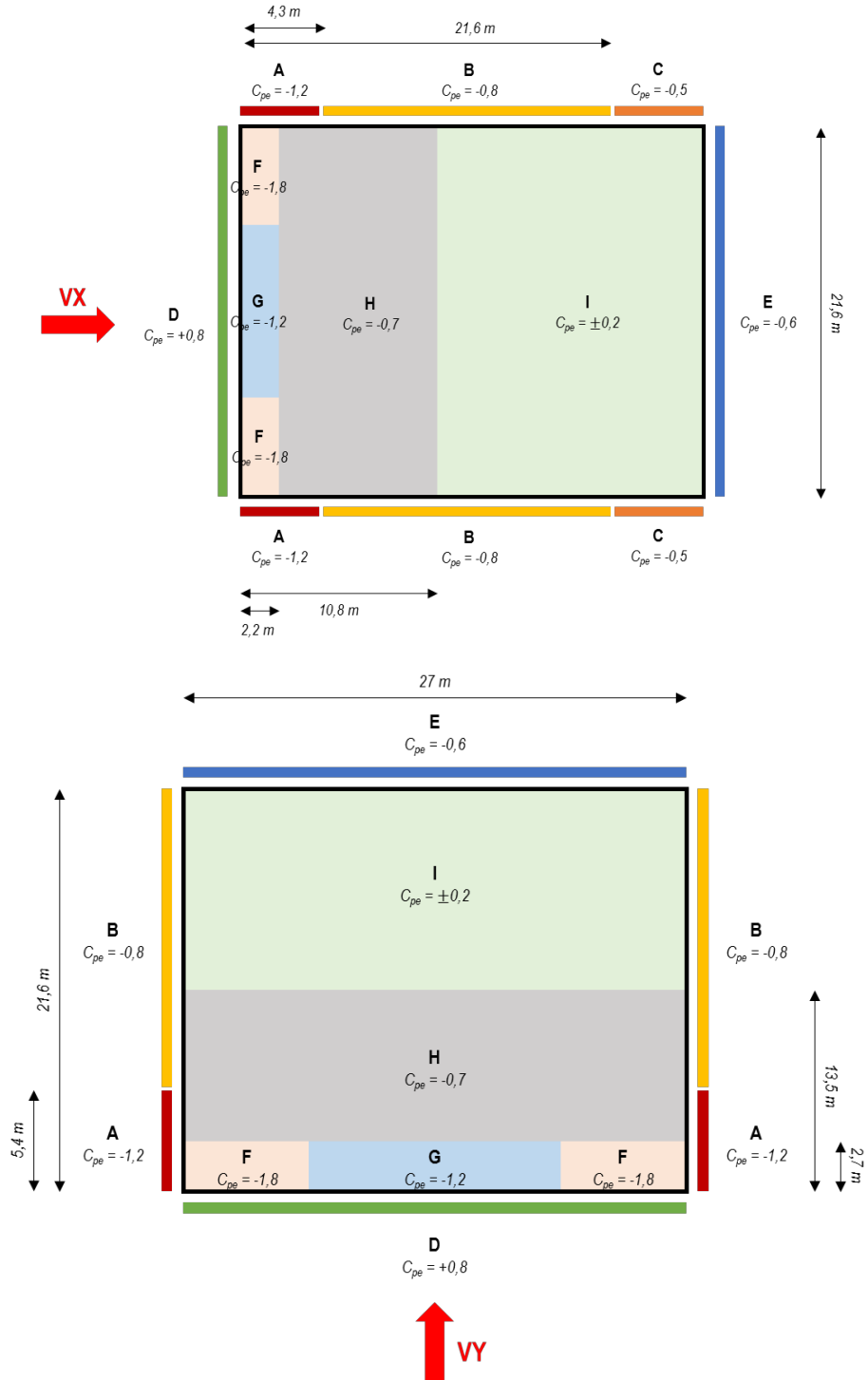


FIGURE 4 : Coefficients de pression extérieure

### III.3.7. COMBINAISONS

#### Etat limite ultime

Les combinaisons suivantes sont appliquées :

1.35 * G	$k_{mod} = 0,6$
1.35 * G + 1.5 * Q	$k_{mod} = 0,8$
1.35 * G + 1.5 * Q + 0.9 * VX	$k_{mod} = 1,1$
1.35 * G + 1.5 * Q + 0.9 * VY	$k_{mod} = 1,1$
1.35 * G + 1.5 * VX	$k_{mod} = 1,1$
1.35 * G + 1.5 * VY	$k_{mod} = 1,1$
1.35 * G + 1.05 * Q + 1.5 * VX	$k_{mod} = 1,1$
1.35 * G + 1.05 * Q + 1.5 * VY	$k_{mod} = 1,1$

Les coefficients  $k_{mod}$  ne sont pas intégrés au calcul des efforts mais au calcul des résistances, conformément à l’Eurocode 5.

#### Etat limite de service

La vérification des flèches Etats Limites de Service (ELS) est réalisée selon la méthodologie décrite ci-dessous. On définit :

Flèche	Combinaisons	Propriétés
$w_{inst}$ Flèche instantanée sous combinaisons caractéristiques	Combinaisons caractéristiques $\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{i}$	Module d'élasticité (CT) : $E_{mean}$ Module de cisaillement (CT) : $G_{mean}$ Raideur assemblages (CT) : $K_{ser}$
$w_{inst,G}$ Flèche instantanée due aux seules charges permanentes	$\sum_j G_{k,j}$	Module d'élasticité (CT) : $E_{mean}$ Module de cisaillement (CT) : $G_{mean}$ Raideur assemblages (CT) : $K_{ser}$
$w_{inst,Q}$ Flèche instantanée due aux seules charges variables	$Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{i}$	Module d'élasticité (CT) : $E_{mean}$ Module de cisaillement (CT) : $G_{mean}$ Raideur assemblages (CT) : $K_{ser}$
$w_{qp,fin}$ Flèche finale sous combinaisons quasi-permanentes	Combinaisons quasi-permanentes $\sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{i}$	Module d'élasticité (LT) : $E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1+k_{def})}$ Module de cisaillement (LT) : $G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1+k_{def})}$ Raideur assemblages (LT) : $K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1+k_{def})}$
$w_{qp,inst}$ Flèche instantanée sous combinaisons quasi-permanentes	Combinaisons quasi-permanentes $\sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{i}$	Module d'élasticité (CT) : $E_{mean}$ Module de cisaillement (CT) : $G_{mean}$ Raideur assemblages (CT) : $K_{ser}$

\* CT : Court terme ; LT : Long terme

La flèche de fluage  $w_{creep}$  telle que définie dans la NF EN 1995-1-1 est égale à :

$$w_{creep} = w_{qp,fin} - w_{qp,inst}$$

Ainsi la flèche finale s'écrit :

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{inst} + w_{qp,fin} - w_{qp,inst}$$

Et la flèche nette finale ( $w_c$  désigne l'éventuelle contre-flèche) :

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

La flèche active correspond à la flèche finale après déduction de la flèche instantanée due aux charges permanentes antérieures à la mise en œuvre de l'élément à protéger (que l'on note  $w_{inst,G,2}$ )

$$w_2 = w_{fin} - w_{inst,G,2}$$

Dans le cas de bâtiment mixte bois/béton, les flèches instantanées sont calculées en considérant le module court terme du béton  $E_{cm}$ . Pour les flèches à long terme le fluage du béton est quant à lui appréhendé de manière simplifiée, comme décrit dans la NF EN 1992-1-1, en considérant un module d'élasticité effectif du béton à long terme, défini à partir du coefficient de fluage  $\phi$  :

$$E_{beton,\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_\infty}$$

## Etat limite accidentel (Incendie)

Les combinaisons suivantes sont appliquées :

1.0 * <b>G</b>	$k_{mod,fi} = 1$
1.0 * <b>G</b> + 0.5 * <b>Q</b>	$k_{mod,fi} = 1$
1.0 * <b>G</b> + 0.3 * <b>Q</b> + 0.2 * <b>VX</b>	$k_{mod,fi} = 1$
1.0 * <b>G</b> + 0.3 * <b>Q</b> + 0.2 * <b>VY</b>	$k_{mod,fi} = 1$

## III.4. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT

### III.4.1. ETAT LIMITE ULTIME

La résistance des éléments est vérifiée suivant l'Eurocode 5. Les contraintes maximales sont vérifiées et l'instabilité des éléments est étudiée.

### III.4.2. INCENDIE

#### Logements – 4<sup>ème</sup> famille

Dans cet immeuble d'habitation de la 4<sup>ème</sup> famille, la structure doit être stable au feu 90 min, et les planchers coupe-feu 90 min. La résistance des éléments bois sous combinaison accidentelle est calculée suivant la méthode des sections réduite décrite dans l'Eurocode 5-2 et son annexe nationale. Les charges sont calculées conformément à l'Eurocode 1-2, notamment le coefficient  $\Psi_1$  doit être utilisé. La distance de carbonisation prise en compte pour la détermination des sections efficaces à chaud est  $d_{car} = 7 \text{ mm} + 0,65 \times 90 \text{ min} = 65,5 \text{ mm}$ .

#### Bureaux – IGH

Une contrainte spécifique des IGH est issue de la limitation de la capacité calorifique de la structure très pénalisante pour les structures bois. L'Article GH 16 limite pour un IGH la charge calorifique surfacique à 255 MJ/m<sup>2</sup> soit 15kg/m<sup>2</sup> de bois. La réalisation d'IGH bois est cependant rendue possible via le décret n° 1044 du 10 mai 2017 portant sur l'expérimentation en matière de construction qui permet de déroger à cette règle sous réserve de justification d'un niveau de sécurité équivalent par des études d'ingénierie incendie.

Les planchers CLT sont encapsulés dans un encoffrement REI120. En première approche les autres éléments de structure bois sont dimensionnés à chaud en considérant sur les faces exposées une vitesse de carbonisation égale à 0,65 mm/min (NF EN 1995) et une durée de stabilité au feu de 120 minutes (IGH).

### III.4.3. ETAT LIMITE DE SERVICE

#### Limitation des déformations horizontales

Un enjeu central de la conception de cet immeuble est sa résistance aux sollicitations du vent. Du fait de la hauteur de l'ouvrage et par l'utilisation du bois, matériau léger et souple, le bâtiment est susceptible de se déplacer, et les usagers de ressentir des accélérations. Les déplacements globaux et les accélérations doivent donc être limités pour assurer la pérennité des équipements et le confort des usagers.

On retient les critères suivant :

- Flèche horizontale totale en tête de la tour limitée au 500<sup>ième</sup> de la hauteur totale
- Flèche différentielle entre deux étages consécutifs, sous l'action du vent, limitée au 300<sup>ième</sup> de la hauteur entre étages pour éviter l'endommagement des façades.

#### Confort dans l'immeuble

La conception d'un bâtiment aux états limites de service nécessite de limiter les déplacements et les vibrations de la structure. Les bâtiments de grande hauteur sont particulièrement concernés par la vérification du confort des usagers vis-à-vis de l'action du vent.

L'accélération en tête de tour est calculée selon l'annexe B de la NF EN 1991-1-4. Cette justification porte sur la probabilité de dépassement d'une valeur maximale de l'accélération en tête de la tour, au-dessus de laquelle les usagers ressentent une gêne intolérable

Les critères d'accélération en lien avec la période de retour de vent considérée seront discutés en partie IV.3.

## Flèche des planchers

Le plancher doit respecter trois critères de limitation des déformations :

Flèche instantanée  $w_{inst,Q}$  :  $L/300$

- Flèche finale  $w_{fin}$  :  $L/250$
- Flèche active  $w_2$  :
  - $\text{Min}(L/500 ; L/1000 + 5\text{mm})$  pour les logements (sol fragile)
  - $\text{Min}(L/350 ; L/750 + 5\text{mm})$  pour les bureaux (sol souple)

## IV. NOTE DE CALCUL ET CONFORT

---

### IV.1. MODELISATION

Le logiciel aux éléments finis utilisé pour la modélisation du bâtiment est **Oasys GSA 8.7**.

#### IV.1.1. BOIS LAMELLE-COLLE

La modélisation des éléments en bois lamellé-collé tient compte de façon simplifiée de l'influence des assemblages. Les hypothèses suivantes sont faites :

- **Assemblages poteaux** : si aucune inversion d'effort n'est constatée dans les poteaux, on considère un assemblage avec contact bois/bois ou bois/métal sans perte de raideur ; en cas d'inversion la raideur axiale des assemblages est intégrée.
- **Assemblage poutre / poteau** : assemblage articulé.
- **Assemblage diagonales** : les diagonales subissent une inversion d'effort. Les assemblages sont réalisés avec des plaques métalliques brochées. La raideur axiale de ces assemblages est intégrée au modèle de calcul de façon simplifiée en considérant un module élastique apparent (réduit) de ces éléments.

#### IV.1.2. PANNEAUX CLT

Les caractéristiques mécaniques des panneaux CLT ne sont pas décrites par le corpus Eurocode, le référentiel utilisé est constitué des Avis Techniques des principaux fabricants. Afin d'estimer au mieux le comportement des panneaux CLT, les caractéristiques du matériau (raideurs, fluage... etc.) ont été ajustées en fonction de l'épaisseur des plis et des avis techniques. La méthode de l'analogie de cisaillement a été choisie pour le calcul.

Le CLT est modélisé par des éléments de type coque constitué d'un matériau orthotrope, dont les caractéristiques dépendent du sens de sollicitation. Par ailleurs, pour prendre en compte la perte de raideur dans les assemblages entre éléments bois, le module d'élasticité du matériau a été réduit d'une valeur de 40%, tirée de l'analyse des études de cas de l'ADIVbois ayant servi de base au Vadémécum.

#### IV.1.3. ELEMENTS BETON

La modélisation du béton prend en compte de façon simplifiée le fluage, grâce à la prise en compte des raideurs à court-terme et à long-terme, selon l'EC2.

### IV.2. RESULTATS

#### IV.2.1. ETATS LIMITES ULTIMES

##### Planchers CLT

À partir des charges définies dans la partie III.3., la justification des planchers CLT a été effectuée à partir de l'outil de calcul KLH designer, préalablement à l'établissement du modèle de calcul. D'une portée de 4,6 m, les planchers CLT, supposés isostatiques, sont constitués de panneaux 5 plis 40/40/40/40/40. Le critère de flèche active est le critère dimensionnant.



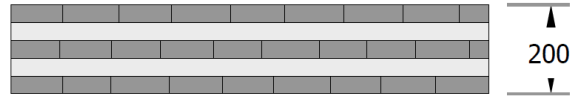


FIGURE 5 : Planchers CLT – 200 mm – 5 plis

## Contraintes ELU

Les contraintes axiales de compression sont présentées dans les figures suivantes. Les contraintes observées restent bien inférieures aux résistances calculées selon la NF EN 1995-1-1. Les taux d'utilisation de chaque élément de la structure sont vérifiés conformément à l'Eurocode 5.

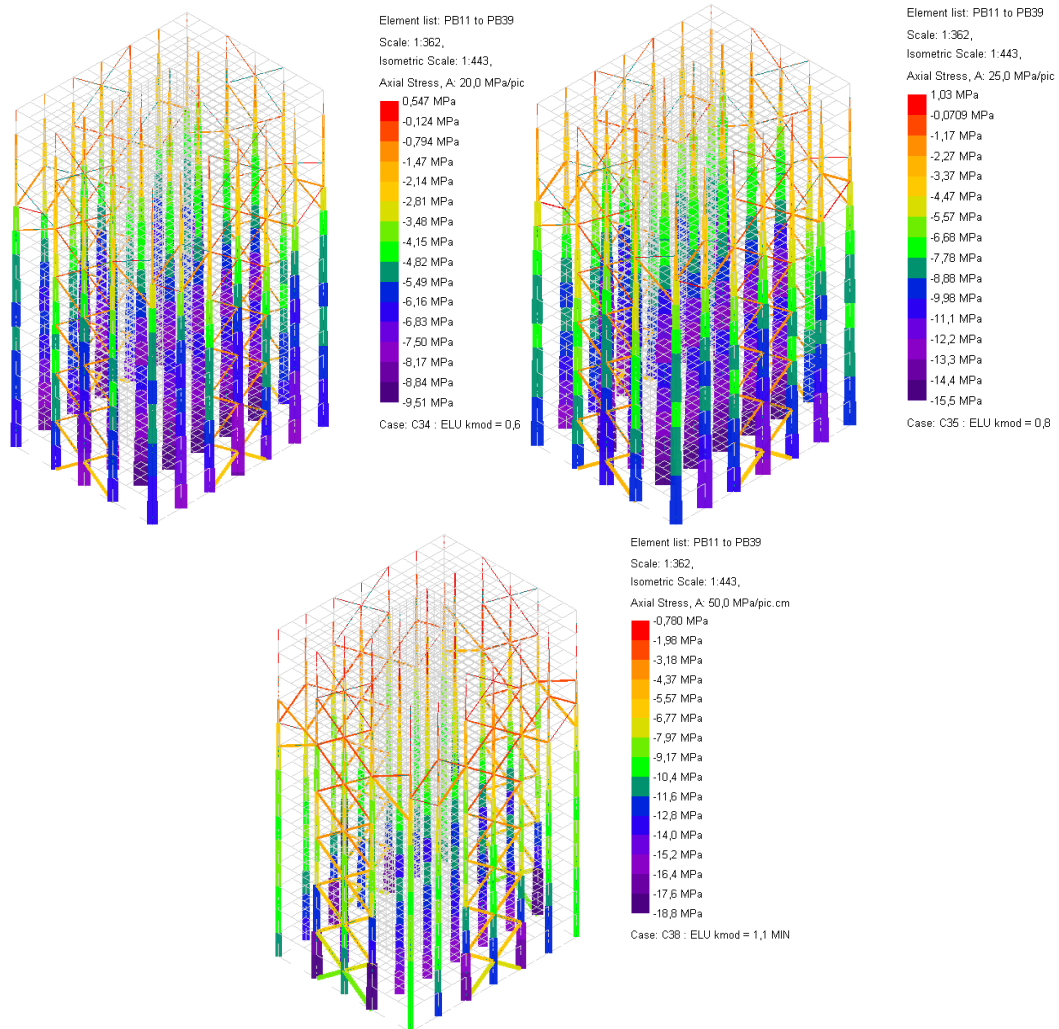
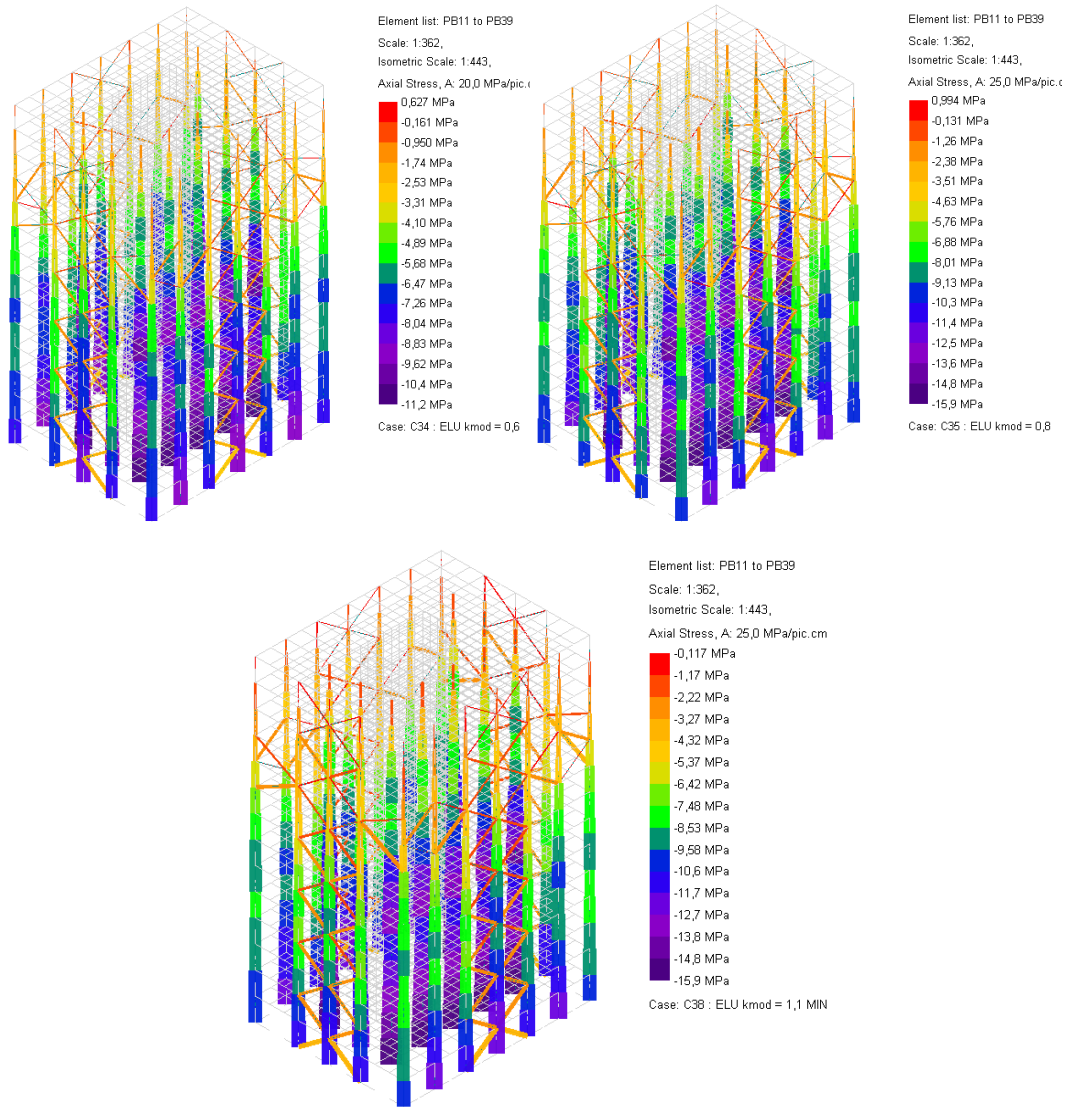


FIGURE 6 : Bureaux – Contrainte axiale dans les poteaux et diagonales – (GAUCHE) Combinaisons  $k_{mod} = 0,6$  ; (DROITE) Combinaisons  $k_{mod} = 0,8$  ; (BAS) Combinaisons  $k_{mod} = 1,1$  (compression maximale)

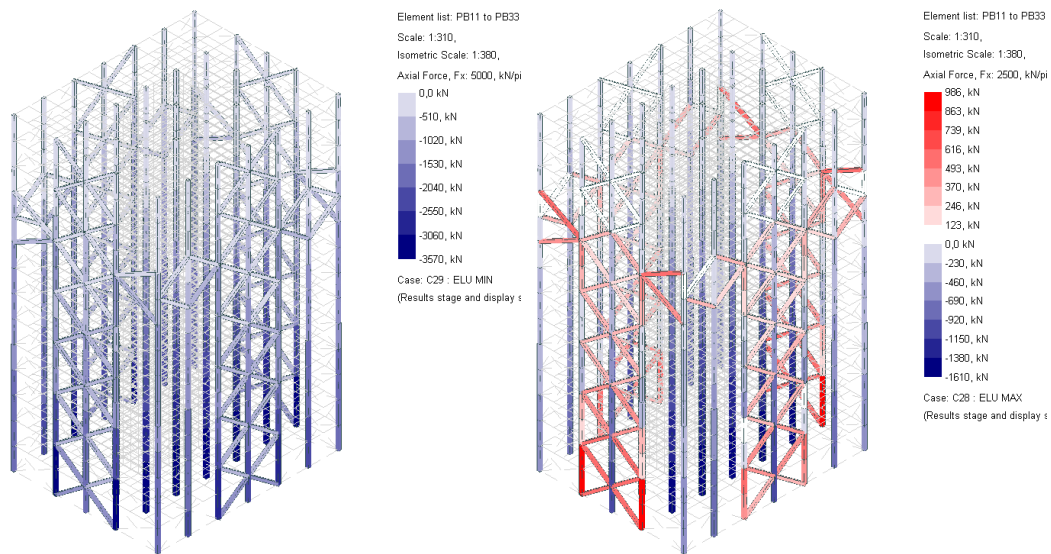


**FIGURE 7 :** Logements – Contrainte axiale dans les poteaux et diagonales – (GAUCHE) Combinaisons  $k_{mod} = 0,6$  ; (DROITE) Combinaisons  $k_{mod} = 0,8$  ; (BAS) Combinaisons  $k_{mod} = 1,1$  (compression maximale)

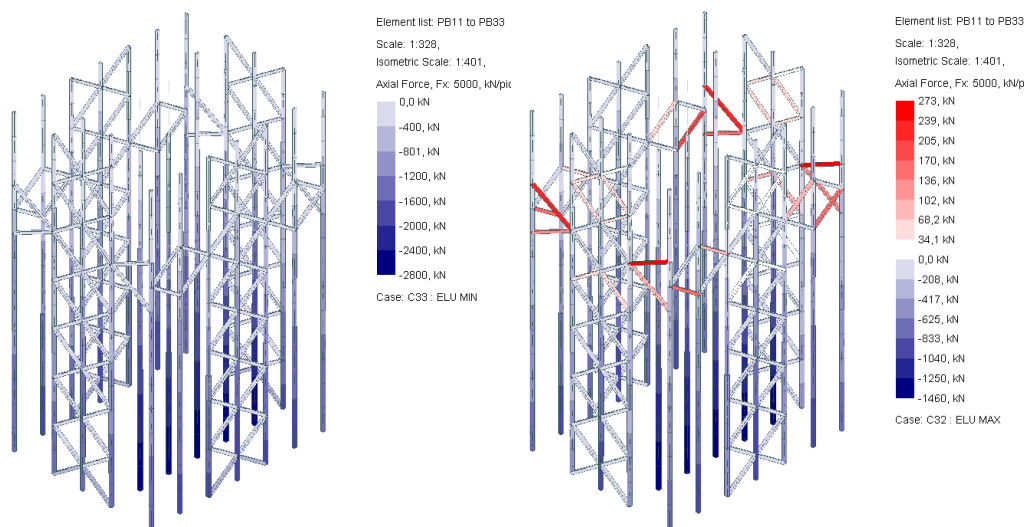
## Soulèvements des poteaux

Les efforts minimaux (i.e. Compression maximale) et maximaux (i.e. tension maximale) à l'ELU sont présentés dans les figures suivantes.

Dans la configuration Bureau, les éléments qui composent le système exosquelette de contreventement subissent une inversion d'effort. Les raideurs des assemblages associés ont donc bien été prise en compte dans le modèle de calcul. Dans la configuration logement, du fait de la présence d'un noyau béton participant au contreventement de l'ouvrage, seuls quelques éléments du système exosquelette de façade subissent une inversion d'effort. Néanmoins tous les assemblages de l'exosquelette sont supposés conçus pour résister à une inversion d'effort.



**FIGURE 8 :** Bureaux – Efforts ELU extrêmes dans les poteaux et diagonales – (GAUCHE) Effort minimal (compression maximale) ; (DROITE) Effort maximal (tension maximale)

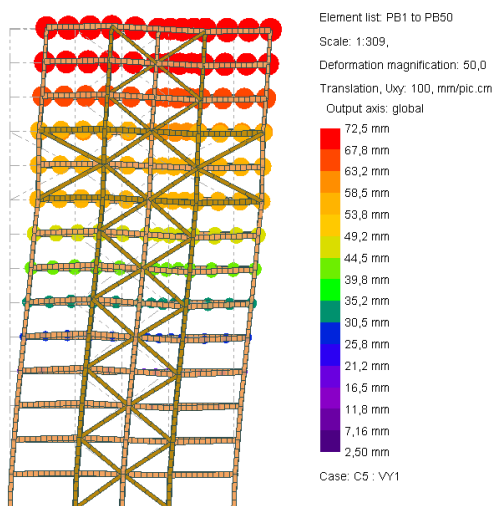


**FIGURE 9 :** Logements – Efforts ELU extrêmes dans les poteaux et diagonales – (GAUCHE) Effort minimal (compression maximale) ; (DROITE) Effort maximal (tension maximale)

## IV.2.2. ETATS LIMITES DE SERVICE

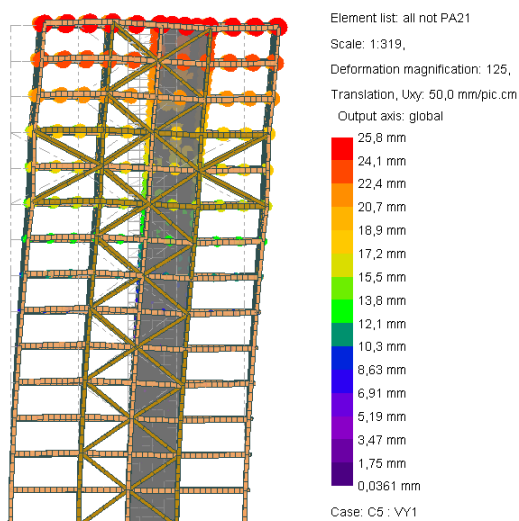
### Déplacements horizontaux sous charges de vent

Les déplacements horizontaux sous charges de vent (VX) sont présentés dans les figure suivantes. Les déplacements entre étages et le déplacement en tête de tour, restent bien inférieurs aux critères de dimensionnement choisis. On note que dans le cas du projet de logements, les déplacements restent très inférieurs aux limites admissibles, avec des taux d'utilisation inférieurs à 30% !



Déplacement max entre étages	Déplacement total
7,6 mm = $h / 450 < h / 300$ (67%)	73 mm = $H / 655 < H / 500$ (76%)

FIGURE 10 : Bureaux – Déplacements sous charges de vent



Déplacement max entre étages	Déplacement total
3,2 mm = $h / 1060 < h / 300$ (28%)	26 mm = $H / 1840 < H / 500$ (27%)

FIGURE 11 : Logements – Déplacements sous charges de vent



## Dynamique

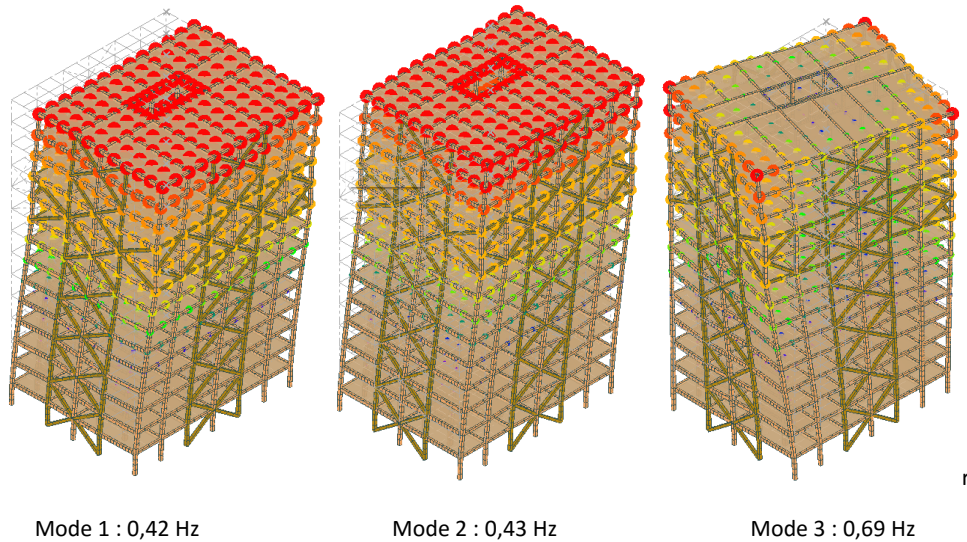
Les modes propres des bâtiments ont été calculés en considérant 20% des charges d'exploitation associées. La masse équivalente considérée pour la vérification du critère de confort a été calculée de manière approchée en considérant une valeur moyenne de la masse linéique et 20% des charges d'exploitation sur le tiers supérieur du bâtiment.

### Bureaux

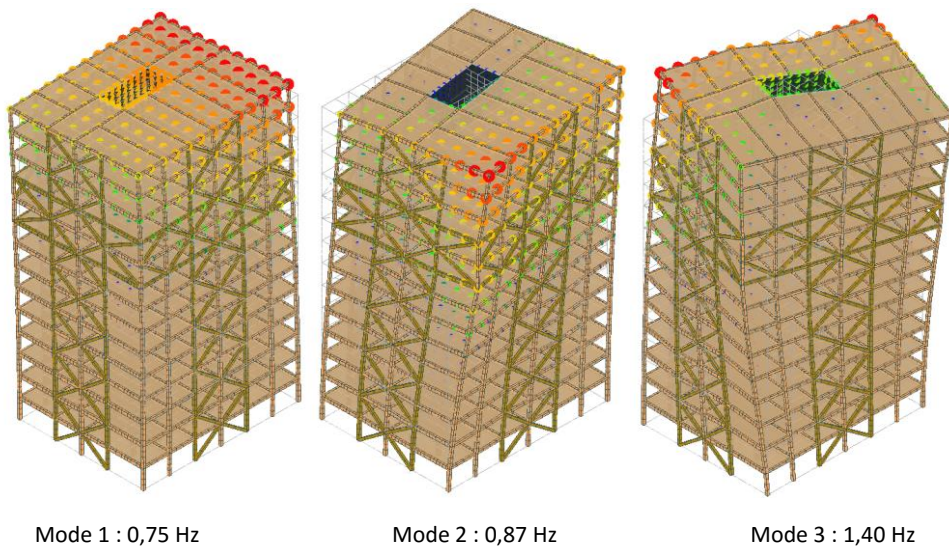
Le premier mode propre de la tour correspond à la flexion dans le sens faible (direction Y). La fréquence du mode fondamental est de 0,42 Hz. Le second mode correspond à la flexion dans le sens fort (direction X) : sa fréquence est de 0,43 Hz. Le troisième mode correspond à la torsion du bâtiment : sa fréquence propre se situe à 0,69 Hz

### Logements

Le premier mode propre de la tour correspond à la flexion dans le sens faible (direction Y). La fréquence du mode fondamental est de 0,75 Hz. Le second mode à 0,87 Hz et le troisième mode propre à 1,40 Hz sont des modes composés de flexion et torsion.



**FIGURE 12 :** Bureaux – Modes propres –  $G + 0,2Q$



**FIGURE 13 :** Logements – Modes propres –  $G + 0,2Q$

## IV.3. CONFORT – CRITERES ET AMORTISSEMENT

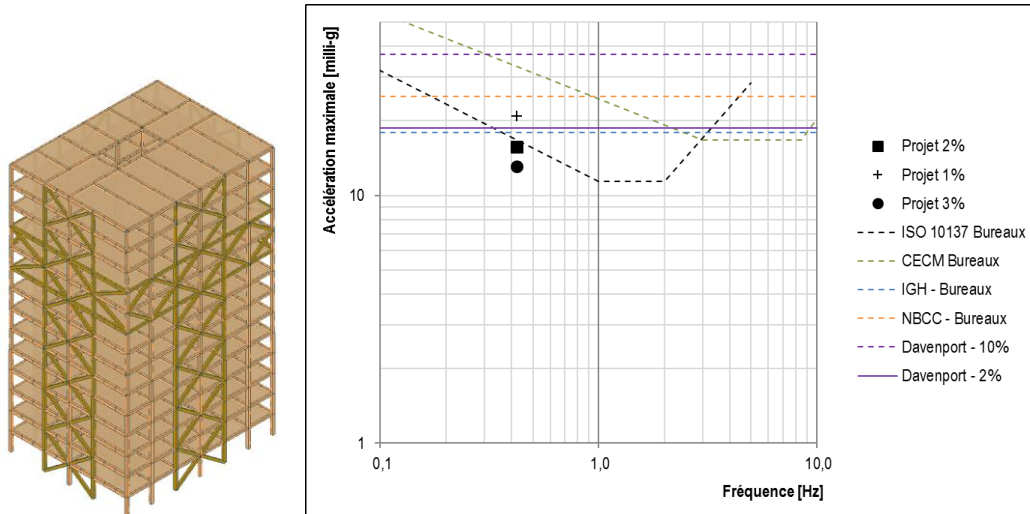
### IV.3.1. ETUDE DE CAS BUREAUX

Les résultats de la vérification du confort pour l'étude de cas bureaux sont présentés dans les figures ci-dessous. Dans le cas de bureaux, il est possible de considérer une diminution du taux d'occupation du bâtiment pour la vérification du confort. On considère ici un taux d'occupation de 50%, ce qui équivaut à considérer les critères de confort pour une période de retour de vent donnée, et à les comparer à l'accélération de pointe du bâtiment pour une période de retour de vent divisée par deux.

Concernant la comparaison des critères de confort, on constate que :

- Le critère empirique IGH-Bureaux de 18 milli-g est très proche du critère de Davenport-2% calculé pour une période de retour de vent de 10 ans.
- Le critère empirique IGH-Bureaux de 18 milli-g est semblable au critère ISO 10137-Bureaux ajusté (période de retour de vent de 10 ans) pour des fréquences de l'ordre de 0,3-0,4 Hz.
- Les critères empiriques canadiens (NBCC) sont moins contraignants que ceux couramment utilisés en France
- Les critères du CECM bureaux et Davenport-10% sont beaucoup moins contraignants vis-à-vis de la gamme d'accélération tolérable.

La valeur de l'amortissement a une influence importante sur l'accélération maximale. Ainsi, le projet à l'étude avec un amortissement critique de 2% respecte tous les critères usuels de bureaux. Le passage à un amortissement de 3% diminue de 16% la valeur de l'accélération de pointe ; tandis qu'un amortissement de 1% conduit à une augmentation de 33% de l'accélération maximale, avec un projet ne respectant plus les critères IGH bureaux et le critère de Davenport.



Critère	Taux d'utilisation $a_{max} = 15,7$ milli-g
IGH Bureaux	87%
CECM Bureaux	47%
ISO 10137 Bureaux	94%
NBCC Bureaux	63%
Davenport 2%	82%
Davenport 10%	42%

Amortissement	Variation $a_{max}/cas\ 2\%$
1%	+33%
3%	-16%

FIGURE 14 : Bureaux – Comparaison des critères de confort usuels pour une période de retour de vent de 10 ans (Valeurs ajustées cf. Livrable 2)

## IV.3.2. ETUDE DE CAS LOGEMENTS

### Projet de Base : Noyau béton + exosquelette

Les résultats de la vérification du confort pour l'étude de cas logements sont présentés en page suivante. A la différence des bureaux, il est difficile de justifier un taux d'occupation du bâtiment inférieur à 100% pour la vérification du confort. On considère ici un taux d'occupation de 100%, ce qui équivaut à calculer l'accélération de pointe et à la comparer aux critères de confort pour une même période de retour de vent.

Concernant la comparaison des critères de confort, on constate que :

- Le critère AIJ-70 est très contraignant
- Les critères AIJ-90 et ISO 10137-Logements sont similaires pour les bâtiments de fréquence inférieure à 1 Hz. Pour les fréquences supérieures à 1 Hz, le critère AIJ-90 est plus contraignant. Les critères ajustés AIJ-90 et ISO 10137-Logements pour le projet à l'étude et une période de retour de vent de 10 ans sont proches du critère CECM-Logements.
- Le critère empirique IGH-Logements de 11 milli-g est semblable aux critères du CECM-Logements / ISO 101-37-Logements et AIJ-90 pour des fréquences de l'ordre de 0,4-0,5 Hz.
- La médiane des valeurs empiriques canadiens (NBCC) (15 milli-g) correspond à la borne supérieure de la plage généralement considérée en France pour les logements. Le critère de Davenport-2% est beaucoup plus souple en termes d'accélération admissible et semble donc plus proche des critères utilisés pour les bâtiments de bureaux.

La valeur de l'amortissement a une influence importante sur l'accélération maximale. Ainsi, pour le projet à l'étude avec un amortissement critique de 2%, on constate :

- Le projet respecte les critères IGH-Logements, NBCC-Logements, de Davenport
- Léger dépassement des critères ISO 10137-Logements, CECM-logements et AIJ H-90
- Dépassement important du critère AIJ H-70

Le passage à un amortissement de 3% conduit à une diminution de 17% la valeur de l'accélération de pointe, qui tombe en dessous des limites de confort ISO 10137-Logements, CECM-logements et AIJ H-90. Au contraire un amortissement de 1% conduit à une augmentation de 36%, et une accélération au-dessus de la limite fixée par la borne inférieure du critère empirique IGH-Logements de 11 milli-g, mais en dessous de la borne supérieure de 15 milli-g.

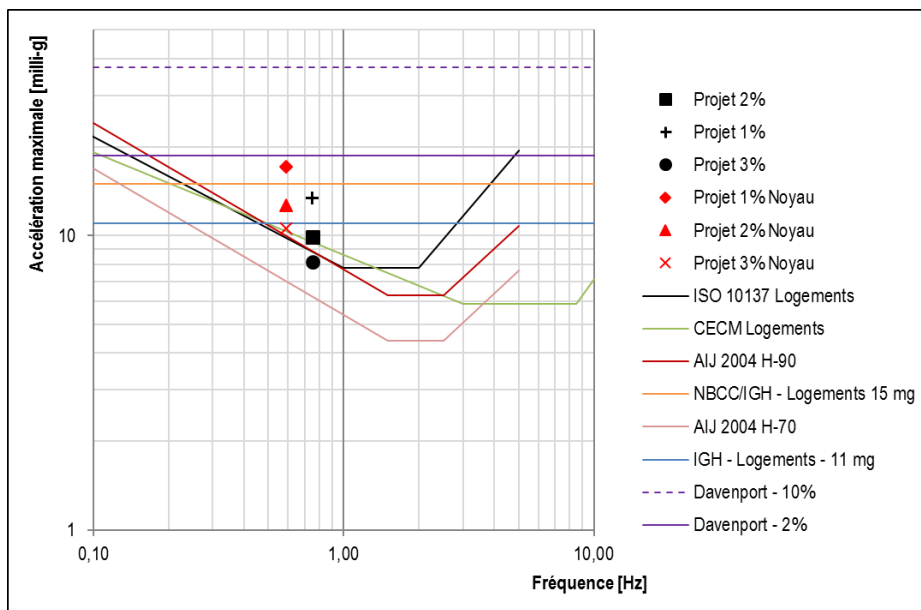
On observe que dans ce cas, la vérification du confort gouverne très largement la conception et le dimensionnement du système de contreventement du bâtiment. Les déplacements « statiques » de la structure sous charges de vent restent très inférieurs aux limites admissibles, avec des taux d'utilisation inférieurs à 30% ! (cf. paragraphes précédents).

### Variante : Noyau béton seul

Une variante de l'étude de cas logements avec un contreventement uniquement réalisé par le noyau béton centrale a été étudiée. Ce changement structurel a très peu d'influence sur la masse totale du bâtiment, mais entraîne une diminution importante de la raideur. Ainsi le premier mode propre du bâtiment est abaissé, avec une fréquence de 0,59 Hz. L'accélération de pointe, calculée avec un pourcentage d'amortissement critique de 2%, passe ainsi de 9,9 milli-g à 12,7 milli-g. On observe :

- Le projet respecte les critères NBCC-Logements et la valeur supérieure du critère empirique IGH logements français, ainsi que le critère de Davenport
- Le projet ne respecte plus la borne inférieure du critère IGH-Logements de 11 milli-g (faible dépassement d'environ 15%)
- Dépassement des critères ISO 10137-Logements, CECM-logements et AIJ H-90
- Dépassement très important du critère AIJ H-70

On constate que dans le cas présent, le choix du critère de confort, couplé à celui d'une valeur d'amortissement critique est particulièrement sensible pour le projet. Le choix d'un critère moins contraignant et/ou d'une valeur d'amortissement plus importante, permet ici de se passer de l'exosquelette de façade, et avec un contreventement uniquement assurée par le noyau béton.



Projet Logements - 2% $a_{max} = 9,9$ milli-g	
Critère	Taux d'utilisation
IGH Logements 11 milli-g	90%
CECM Logements	104%
ISO 10137 Logements	111%
AIJ 2004 H-70	159%
AIJ 2004 H-90	112%
NBCC Logements	66%
Davenport 2%	53%
Davenport 10%	27%

Amortissement	Variation $a_{max}/cas$ 2%
1%	+36%
3%	-17%

Projet Logements Variante Noyau - 2% $a_{max} = 12,7$ milli-g	
Critère	Taux d'utilisation
IGH Logements 11 milli-g	116%
CECM Logements	123%
ISO 10137 Logements	130%
AIJ 2004 H-70	184%
AIJ 2004 H-90	129%
NBCC Logements	85%
Davenport 2%	68%
Davenport 10%	34%

Amortissement	Variation $a_{max}/cas$ 2%
1%	+35%
3%	-17%

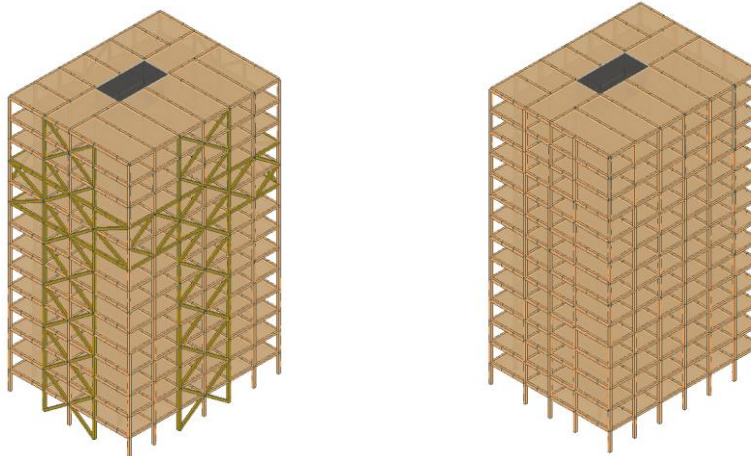


FIGURE 15 : Logements – Comparaison des critères de confort usuels pour une période de retour de vent de 10 ans (Valeurs ajustées cf. Livrable 2)



L'influence relative de la valeur de l'amortissement critique est similaire au cas précédent : le passage à un amortissement de 1% au lieu de 2% conduit à une augmentation de 35% ; le passage à 3%, une diminution de 17% de l'accélération de pointe.

### IV.3.3. ESTIMATION DE LA FREQUENCE

Il est intéressant de placer les deux bâtiments virtuels dans le diagramme fréquence/hauteur développé dans le Livrable 1 « Rapport de l'étude bibliographique sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur ». On constate que les deux bâtiments virtuels de 47,6 m de hauteur ont des fréquences en deçà de la courbe tendance observée sur les 26 bâtiments de la base de données.

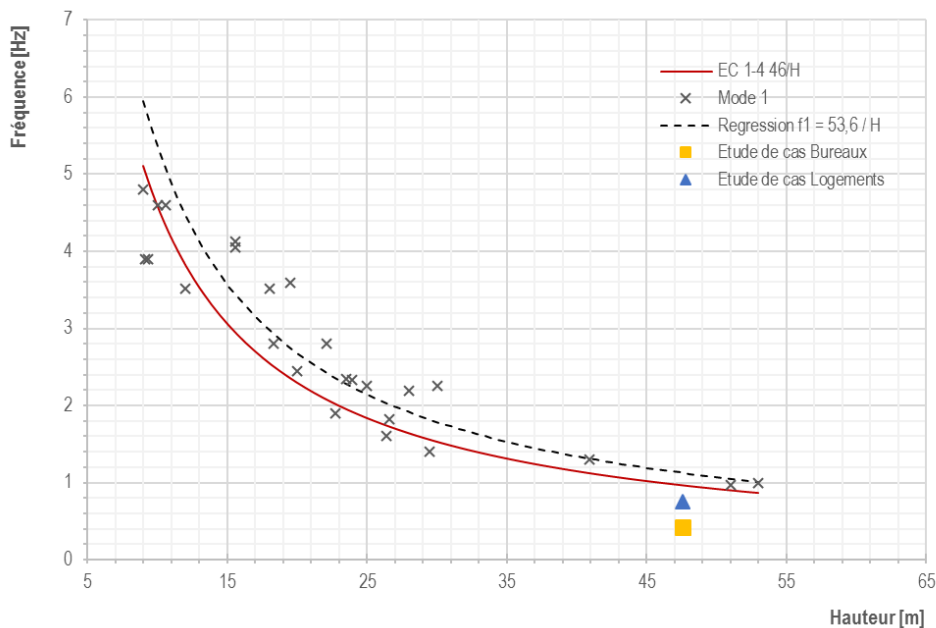


FIGURE 16 : Relation fréquence/hauteur pour les bâtiments bois de la base de données.

Comme déjà noté dans le livrable 1, pour certains bâtiments bois réalisés, des écarts importants entre les fréquences propres prédites par les modèles de calcul de structure et celles mesurées sur les bâtiments construits ont été observés :

- **Treet** : fréquences propres estimées par le modèle de calcul du bâtiment réalisé par SWECO [Malo et al., 2016]  $f_{1,modele} = 0,75$  Hz et  $f_{2,modele} = 0,89$  Hz ; fréquences propres mesurées de  $f_1 = 0,97$  Hz et  $f_2 = 1,13$  Hz sur le bâtiment construit.
- **Brock Commons** : fréquences du modèle de calcul  $f_{1,modele} = 0,5$  Hz,  $f_{2,modele} = 0,6$  Hz [Connolly et al., 2018] [Canadian Wood Council, 2018], sont largement inférieures aux fréquences mesurées sur le bâtiment construit  $f_1 = 1$  Hz,  $f_{2,modele} = 1,2$  Hz [Hu et al., 2018b].

Cette augmentation notable des fréquences propres s'explique vraisemblablement par une raideur sous-estimée par les modèles de calcul. Cette augmentation de la rigidité horizontale peut provenir en partie de la contribution des éléments non structurels à la raideur de l'ouvrage, mais aussi une mauvaise estimation de la raideur des éléments de la structure, notamment des assemblages.

La figure 17 montre une analyse de sensibilité de la vérification du confort dans le cas du bâtiment virtuel de logements par rapport à la fréquence propre du bâtiment (tous les autres paramètres de calculs restant inchangés). On observe qu'une augmentation de la fréquence propre conduit à une diminution de l'accélération de pointe en tête du bâtiment. On note aussi que dans le cas présent la régression log-linéaire associée conduit à une pente plus négative que celle des critères prenant en compte une influence de la fréquence : ISO 10137, CECM, AIJ.

Comme notée dans différentes études, les éléments de second-œuvre peuvent avoir une influence notable sur la raideur de la structure. De même, une mauvaise estimation de la raideur des assemblages peut conduire à une sous-estimation de la fréquence propre d'un bâtiment. De plus, dans le cas de vibrations de faibles amplitudes, les assemblages « secondaires », comme les assemblages poteaux/poutres souvent considérés dans les modèles de calcul comme des rotules, peuvent apporter du contreventement supplémentaire. Dans le cas présent, un passage à des connexions encastrées poteaux/poutres conduit à une augmentation de 10% de la fréquence propre du bâtiment.

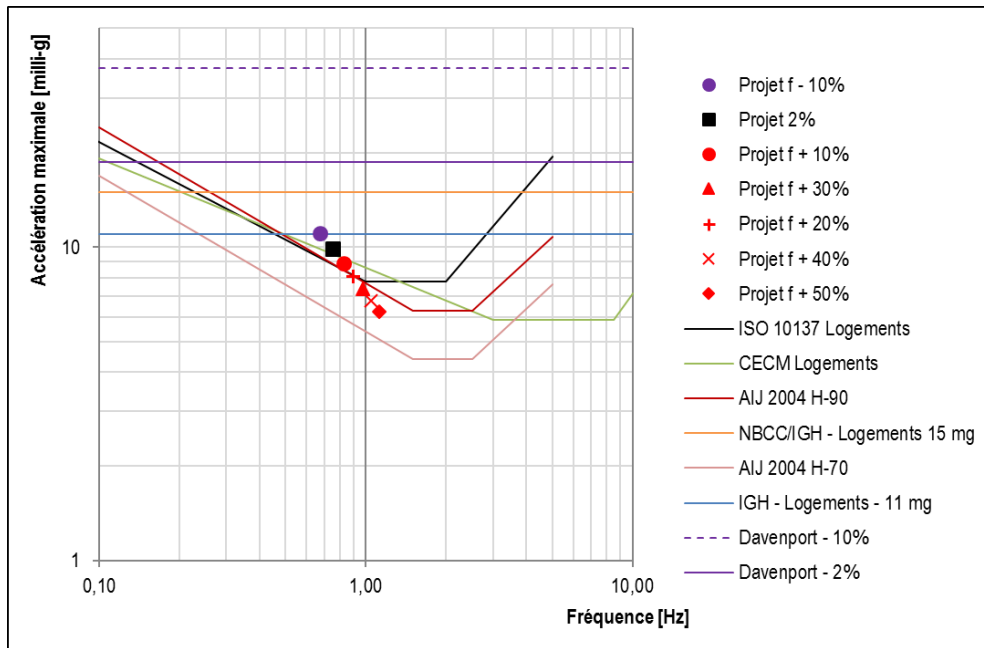


FIGURE 17 : Logements – Influence de la fréquence sur la valeur de l'accélération de pointe.

## V. CONCLUSION

---

Une étude virtuelle de deux bâtiment bois de grande hauteur R+13 à usage de bureaux et de logements a été conduite dans le but de fournir un exemple d'application de la méthodologie décrite dans les livrables L1 « *Rapport de l'étude bibliographique sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur* » et L2 « *Critères et méthodes de justification du confort* », et de présenter les enjeux de la vérification du confort pour un projet d'immeuble bois.

Ces études de cas ont ainsi montré que la vérification du confort peut dans certaines situations très largement gouverner la conception et le dimensionnement du système de contreventement du bâtiment. Le choix du critère de confort, couplé à celui d'une valeur d'amortissement critique peut ainsi s'avérer cruciale pour un projet ; tout particulièrement pour les bâtiments de logements, du fait de :

- Une masse inférieure
- Un taux d'occupation de 100%
- Des critères de confort plus contraignants

L'influence du critère, de la valeur du pourcentage d'amortissement, mais aussi de la fréquence propre sur le calcul de l'accélération de pointe et la vérification du confort dans deux bâtiments bois virtuels a ainsi été présentée.

Face aux difficultés de la prédiction du comportement dynamique d'un bâtiment avant sa construction et le peu de retours d'expérience encore disponible sur les constructions bois de moyenne et grande hauteur, le choix d'une valeur d'amortissement (cf. Livrable 1 « *Rapport de l'étude bibliographique sur l'amortissement des bâtiments bois de grande hauteur* ») et d'un critère de confort associé (cf. Livrable 2 « *Critères et méthodes de justification du confort* ») demeure le fruit d'une discussion entre concepteur, maître d'ouvrage et bureaux de contrôle sur l'analyse des risques et de la sensibilité du projet au regard de la vérification du confort.

# VI. ANNEXE A

Calcul détaillé dans le cas logements et un amortissement de 2% :

Effet dynamique du vent			
<i>Hypothèses et méthodologie d'après NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale Française</i>			
Période de retour		10,00	ans
Taux d'occupation		100%	
<b>Géométrie de la Structure</b>			
Largeur au vent	b	27,6	m
Hauteur	h	47,6	m
Profondeur	d	22,0	m
Hauteur de référence	$z_s$	28,6	m (Figure 6.1)
Intensité de turbulence	$I_v(z_s)$	0,23	
Longueur de rugosité	$z_0$	0,50	m
<b>Réponse quasi-statique</b>			
Exposant adim	$\alpha$	0,64	
Echelle de référence	$L_t$	300	m
Hauteur de référence	$Z_t$	200	m
Echelle de turbulence	$L(z_s)$	87,1	m (Formule B.1)
Coef. de réponse quasi-statique	B	0,74	(Formule B.3)
	$B^2$	0,55	
<b>Réponse résonnante</b> (Annexe B.1)			
<b>Etude spectrale</b>			
Fréquence propre structure	$n_{1,x}$	0,75	Hz (Mode propre // vent)
Masse linéaire	$m_{1,x}$	97 440	kg/m (Tiers supérieur du bâtiment)
Masse par unité d'aire	$\mu_a$	3530	kg/m <sup>2</sup>
Exposant de la déformée	$\zeta$	1,55	(Détermination en F.3)
Fréquence adimensionnelle	$f_1(z_s, n_{1,x})$	3,28	
Densité spectrale	$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,06	(Formule B.2)
<b>Amortissement</b> (les décrets logarithmiques en annexe F.5)			
Amortissement aérodynamique	$\delta_a$	0,011	(Formule F.4 et F.18)
Amortissement structural critique		2,00%	
Amortissement structural	$\delta_s$	0,126	(Tableau F.2)
Amortissement spéciaux	$\delta_d$	0	
Amortissement total	$\delta$	0,136	
<b>Admittance aérodynamique</b> (Annexe B.2)			
Admittance aérodynamique vert	$R_h$	0,11	(Formule B.7)
Admittance aérodynamique hor.	$R_b$	0,19	(Formule B.8)
(coefficient)	$\eta_h$	8,25	)
(coefficient)	$\eta_b$	4,78	)
Coef. de réponse résonnante	R	0,22	(Formule B.6)
	$R^2$	0,05	
<b>Facteur de pointe</b> (Annexe B.2)			
Fréquence de franchissement	v	0,21	Hz
Intégration de la vitesse du vent	T	600	s
Facteur de pointe	$k_p$	3,30	
Coefficient structural	$C_s \cdot C_d$	0,833	(Formule 6.1)
<b>Accélération caractéristique</b> (Annexe B.4)			
Hauteur niveau étudié	$z_{ref}$	47,6	m
Déformée du mode fondamental	$\Phi_{1,x}$	1,00	
Coefficient de force	$c_{r,0}$	2,35	(Figure 7.23)
Rappel densité de l'air	$\rho$	1,23	kg/m <sup>3</sup>
Rappel vitesse moyenne	$v_m(z_s)$	19,91	m/s
Coefficient adimensionnel	$K_x$	1,65	(Formule B.12 Calcul Simplifié)
Ecart type de l'accélération	$\sigma_{a,x}(z_s)$	0,026	m/s <sup>2</sup>
Facteur de pointe à $n_{1,x}$	$k_p(n_{1,x})$	3,67	
Accélération caractéristique	$a_{w,k}$	0,097	m/s <sup>2</sup>
Accélération caractéristique	$a_{w,k}$	9,87	milli-g

Calcul détaillé dans le cas bureaux et un amortissement de 2% :

Effet dynamique du vent			
<i>Hypothèses et méthodologie d'après NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale Française</i>			
Période de retour		10,00	ans
Taux d'occupation		50%	
<b>Géométrie de la Structure</b>			
Largeur au vent	b	27,6	m
Hauteur	h	47,6	m
Profondeur	d	22,0	m
Hauteur de référence	$z_s$	28,6	m (Figure 6.1)
Intensité de turbulence	$I_y(z_s)$	0,23	
Longueur de rugosité	$z_0$	0,50	m
<b>Réponse quasi-statique</b>			
Exposant adim	$\alpha$	0,64	
Echelle de référence	$L_1$	300	m
Hauteur de référence	$Z_1$	200	m
Echelle de turbulence	$L(z_s)$	87,1	m (Formule B.1)
Coef. de réponse quasi-statique	B	0,74	(Formule B.3)
	$B^2$	0,55	
<b>Réponse résonnante</b> (Annexe B.1)			
<b>Etude spectrale</b>			
Fréquence propre structure	$n_{1,x}$	0,42	Hz (Mode propre // vent)
Masse linéaire	$m_{1,x}$	94 870	kg/m (Tiers supérieur du bâtiment)
Masse par unité d'aire	$\mu_0$	3437	kg/m <sup>2</sup>
Exposant de la déformée	$\zeta$	1,35	(Détermination en F.3)
Fréquence adimensionnelle	$f_1(z_s, n_{1,x})$	1,93	
Densité spectrale	$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,08	(Formule B.2)
<b>Amortissement</b> (les décroissements logarithmiques en annexe F.5)			
Amortissement aérodynamique	$\delta_a$	0,019	(Formule F.4 et F.18)
Amortissement structural critique		2,00%	
Amortissement structural	$\delta_s$	0,126	(Tableau F.2)
Amortissement spéciaux	$\delta_d$	0	
Amortissement total	$\delta$	0,145	
<b>Admittance aérodynamique</b> (Annexe B.2)			
Admittance aérodynamique vert	$R_h$	0,19	(Formule B.7)
Admittance aérodynamique hor.	$R_b$	0,29	(Formule B.8)
( coefficient	$\eta_h$	4,84	)
( coefficient	$\eta_b$	2,81	)
Coef. de réponse résonnante	R	0,40	(Formule B.6)
	$R^2$	0,16	
<b>Facteur de pointe</b> (Annexe B.2)			
Fréquence de franchissement	v	0,20	Hz
Intégration de la vitesse du vent	T	600	s
Facteur de pointe	$k_p$	3,29	
Coefficient structural	$C_s, C_d$	0,870	(Formule 6.1)
<b>Accélération caractéristique</b> (Annexe B.4)			
Hauteur niveau étudié	$z_{ref}$	47,6	m
Déformée du mode fondamental	$\Phi_{1,x}$	1,00	
Coefficient de force	$c_{f,0}$	2,35	(Figure 7.23)
Rappel densité de l'air	$\rho$	1,23	kg/m <sup>3</sup>
Rappel vitesse moyenne	$v_m(z_s)$	19,05	m/s
Coefficient adimensionnel	$K_x$	1,60	(Formule B.12 Calcul Simplifié)
Ecart type de l'accélération	$\sigma_{a,x}(z_s)$	0,044	m/s <sup>2</sup>
Facteur de pointe à $n_{1,x}$	$k_p(n_{1,x})$	3,51	
Accélération caractéristique	$a_{w,k}$	0,154	m/s <sup>2</sup>
Accélération caractéristique	$a_{w,k}$	15,71	milli-g



A D I V **B O I S**  
[www.adingbois.org](http://www.adingbois.org)