



INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Proposition de règles pour la justification de la stabilité des charpentes industrialisées en zone sismique

Projet SISTACI

décembre 2015

Laurent Le Magorou

Siège social
10, rue Galilée
77420 Champs-sur-Marne
Tél +33 (0)1 72 84 97 84

IBC Recherche
Allée de Boutaut - BP 227
33028 Bordeaux Cedex
Tél +33 (0)5 56 43 63 00
Fax +33 (0)5 56 43 64 80

www.fcba.fr

Siret 775 680 903 00132

Code TVA CEE : FR 14 775 680 903

Avec le soutien de :

CODIFAB

Sommaire

1	Contexte	4
2	Objectif	5
3	Généralités	6
	3.1 Rappels normatifs	6
	3.2 Classe de ductilité et coefficient de comportement	7
	3.3 Dimensionnement en capacité	7
	3.4 Cas des charpentes industrialisées	7
	3.5 Transfert de spectre	8
4	L'étude SISBAT	10
	4.1 Rappel de l'étude SISBAT	10
	4.2 Essais à l'échelle des assemblages	11
	4.3 Essais à l'échelle des charpentes	11
	4.4 Essais à l'échelle de la maison	12
5	Analyse des résultats de l'étude SISBAT	13
	5.1 Généralités	13
	5.2 Propriétés dynamiques des charpentes seules	13
	5.2.1 Essais réalisés	13
	5.2.2 Propriétés dynamiques	14
	5.2.3 Évaluation du coefficient de comportement	15
	5.3 Caractérisation du transfert de spectre (amplification de l'accélération)	19
	5.3.1 Essais réalisés	19
	5.3.2 Analyse des amplifications d'accélération	20
	5.4 Conclusions	24
6	Calcul du transfert de spectre	25
	6.1 Outil de calcul de transfert de spectre	25
	6.1.1 Présentation de l'outil	25
	6.1.2 Exemple	26
	6.2 Exploitation de l'outil de transfert de spectre	28
	6.2.1 Hypothèses retenues	28
	6.2.2 Méthodologie	28
	6.2.3 Exemple	29
	6.2.4 Synthèse	32
7	Règles simplifiées proposées	34
	7.1 Généralités	34
	7.2 Proposition : Méthode A	34
	7.3 Proposition : Méthode B	34
8	Règles de moyens proposées	36
	8.1 Généralités	36
	8.2 Hypothèses et domaine d'application retenus	37
	8.3 Règles de moyens	38
	8.3.1 Bâtiments maçonnés	38
	8.3.2 Bâtiments à ossature bois	40

ANNEXE

1	Évaluation des coefficients de comportement q	43
----------	---	-----------

Figures

Figure 3-1 : Modèle « brochette »	9
Figure 4-1 : Logigramme de l'étude SISBAT	10
Figure 5-1 : définition des directions de l'action sismique	13
Figure 5-2 : Essais sur charpentes – Sens Y	14
Figure 5-3 : Exemple d'un accélérogramme.....	14
Figure 5-4 : Diagrammes de probabilité du coefficient q	17
Figure 5-5 : Diagrammes de présentation de loi (Log-normale 3 paramètres)	18
Figure 5-6 : Essai sismique au CEA avec murs à ossature bois (projet SISBAT).....	19
Figure 5-7 : Essai sismique au CEA avec murs maçonnés (projet SISBAT).....	20
Figure 5-8 : Spectres de réponse à différentes hauteurs – Sens X.....	21
Figure 5-9 : Spectres de réponse à différentes hauteurs – Sens Y.....	22
Figure 5-10 : Fonction de transfert en fonction des fréquences – Run 9 – Sens Y - MOB	23
Figure 6-1 : Comparaison des amplifications calculées et mesurées	26
Figure 6-2 : accélérogramme synthétique généré par l'outil	26
Figure 6-3 : Spectre de réponse de la charpente – Sens X.....	27
Figure 6-4 : Spectre de réponse de la charpente – Sens Y.....	27
Figure 6-5 : Comparaison entre le spectre calculé et le spectre cible.....	29
Figure 6-6 : Spectres de réponse – Sens X	30
Figure 6-7 : Spectres de réponse – Sens Y	30
Figure 6-8 : Enveloppes des spectres de réponse	31
Figure 6-9 : Amplifications	31
Figure 6-10 : Application de l'amplification sur le spectre EC8	32
Figure 8-1 : Outil de vérification	37

Tableaux

Tableau 5-1 : Synthèse des résultats sur charpente seule – Sens X	14
Tableau 5-2 : Synthèse des résultats sur charpente seule – Sens Y	15
Tableau 5-3 : Évaluation du coefficient de comportement q	16
Tableau 5-4 : Évaluation des coefficients de comportement – Sens Y	17
Tableau 5-5 : Coefficients de comportement proposés.....	18
Tableau 5-6 : Comparaison des PGA Run / Zone sismique	20
Tableau 5-7 : Amplifications maximales mesurées entre le PGA Table et l'accélération au faîtage ...	23
Tableau 5-8 : Classes de ductilité et coefficients de comportement proposés	24
Tableau 6-1 : Amplification du spectre de réponse – Sens X ($q=1,5$).....	33
Tableau 6-2 : Amplification du spectre de réponse – Sens Y ($q=5$)	33
Tableau 8-1 : Maçonnerie - Combles perdus, portée 8 m, pente 30%	38
Tableau 8-2 : Maçonnerie - Combles habitables, portée 8 m, pente 100%.....	39
Tableau 8-3 : Maçonnerie - Combles perdus, portée 9,5 m, pente 30%	39
Tableau 8-4 : Maçonnerie - Combles habitables, portée 9,5 m, pente 100%	39
Tableau 8-5 : Maçonnerie - Combles perdus, portée 12 m, pente 30%	40
Tableau 8-6 : MOB - Combles perdus, portée 8 m, pente 30%	40
Tableau 8-7 : MOB - Combles habitables, portée 8 m, pente 100%	40
Tableau 8-8 : MOB - Combles perdus, portée 9,5 m, pente 30%.....	41
Tableau 8-9 : MOB - Combles habitables, portée 9,5 m, pente 100%	41
Tableau 8-10 : MOB - Combles perdus, portée 12 m, pente 30%	41

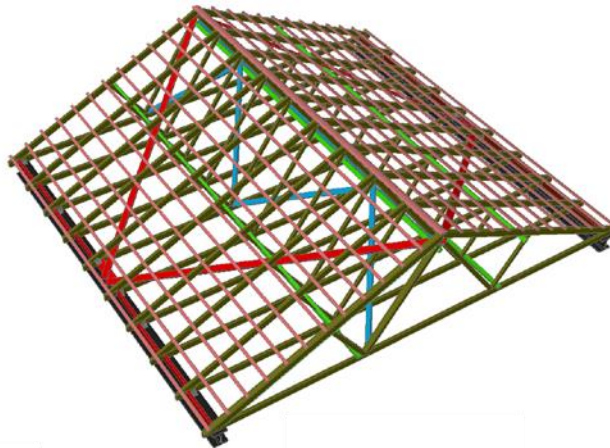
1 Contexte

Avec l'arrêté d'octobre 2010, le nouveau zonage sismique de la France concerne environ 60% du territoire national si l'on retient les zones 2 à 4 (risque faible à moyen) et toutes les catégories d'importance de bâtiments.

Compte tenu du marché de la charpente industrialisée, on peut raisonnablement ne considérer que les catégories d'importance II et III. Dans le cas de la catégorie II, l'obligation de la justification parasismique des ouvrages passe alors à environ 25% du territoire.

Actuellement, la stabilité des charpentes industrialisées en bois (fermettes), à savoir les éléments d'anti-flambement et de contreventement, n'est usuellement pas justifiée par calcul. En effet, en situation normale (hors sismique), le DTU 31.3 traitant de la mise en œuvre et de la conception des fermettes propose des règles de moyens sur lesquelles s'appuie la quasi-totalité des professionnels. De plus, les logiciels de dimensionnement du marché ne proposent pas non plus d'outils de dimensionnement pour cette partie d'ouvrage.

Hors les règles de moyens du DTU 31.3 n'apportent pas de règles spécifiques pour les zones sismiques. Les professionnels se trouvent alors dans l'impossibilité de justifier facilement et simplement la stabilité des fermettes en situation de séisme. Les professionnels souhaitent voir leurs outils enrichis de règles de conception simplifiées ainsi que leur domaine d'emploi associé.



2 Objectif

Cette étude s'appuie en priorité sur les résultats du projet SISBAT (Analyse fiabiliste du comportement des charpentes industrialisées en situation de séisme) afin de :

- Retenir un coefficient de comportement q pour une analyse linéaire
- Proposer une approche simplifiée de transfert de spectre

À partir de ce travail, le projet doit permettre de donner des règles de conception simplifiées qui permettront d'enrichir les textes existants et notamment la norme NF EN 1998-1-1 et son annexe nationale.

Puis, celles-ci seront exploitées afin de proposer en complément des règles de moyens avec leur domaine d'emploi associé. Les éléments à considérer sont notamment :

- Les zones de sismicité et les types de sol
- Les typologies d'ouvrages comme :
 - combles perdus, pente < 50%
 - combles habitables, pente 100%
- Le système constructif des murs (transfert de spectre et masses) :
 - Murs maçonnés
 - Murs ossature bois
- La géométrie en plan :
 - Régularité
 - Portée des fermettes
- Efforts dans les ancrages

Dans le cas des règles de moyens, elles doivent permettre de s'affranchir de l'approche calculatoire de l'EN 1995-1-1 et EN 1998-1. Ceci est notamment très important pour les petites entreprises et constitue un gain de temps pour la justification de solutions constructives courantes.

3 Généralités

3.1 Rappels normatifs

Les différents composants structuraux doivent s'intégrer dans l'ouvrage au sein duquel ils joueront un rôle structural. De fait, le concepteur se doit de justifier ces composants structuraux vis-à-vis d'un certain nombre d'exigences en termes notamment de résistance mécanique et de rigidité.

La détermination de ces charges suit les règles de calcul des structures données dans les textes normatifs en vigueur en France, à savoir les règles Eurocodes.

En situation de séisme, L'EN 1998 s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme :

- les vies humaines sont protégées ;
- les dommages sont limités ;
- les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

Pour satisfaire aux exigences fondamentales, les états limites suivants doivent être vérifiés :

- les états limites ultimes de non-effondrement ;
- les états limites de limitation de dommages.

Les états limites ultimes sont les états limites associés à l'effondrement ou à d'autres formes de rupture de la structure qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour satisfaire l'exigence de non-effondrement, la structure doit être conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques de calcul, sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. L'action sismique de calcul est définie à partir de :

- L'action sismique de référence associée à une probabilité de référence de dépassement en 50 ans ou à une période de retour de référence,
- Le coefficient d'importance afin de rendre compte de la différenciation de la fiabilité.

Les états limites de limitation de dommages sont les états limites associés à l'apparition de dommages, au-delà desquelles certaines exigences d'utilisation ne sont plus satisfaites. Un degré approprié de fiabilité vis-à-vis de dommages inacceptables doit être assuré en respectant les limites de déformation. Par exemple, dans le cas de structures importantes pour la protection civile, il doit être vérifié que le système structural possède une résistance et une rigidité suffisantes pour maintenir le fonctionnement des services vitaux de ces installations, dans le cas d'un événement sismique associé à une période de retour appropriée.

Pour satisfaire l'exigence de limitation des dommages, la structure doit être conçue et construite pour résister à des actions sismiques présentant une probabilité de se produire plus importante que les actions sismiques de calcul, sans qu'apparaissent des dommages et des limitations d'exploitation, dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. L'action sismique à prendre en compte pour l'exigence de " limitation des dommages " présente une probabilité de dépassement en 10 ans et une période de retour.

La fiabilité visée par l'exigence de " non-effondrement " et l'exigence de " limitation des dommages " est définie par les autorités nationales pour les différents types de bâtiments ou d'ouvrages de génie civil, en fonction des conséquences que peut avoir leur ruine.

La différenciation de la fiabilité est obtenue en classant les structures en diverses catégories d'importance. Un coefficient d'importance γ_I est attribué à chaque catégorie. Les différents niveaux de fiabilité sont obtenus en multipliant les actions sismiques de référence ou, lorsqu'on utilise une analyse linéaire, les effets correspondants des actions, par ce coefficient d'importance.

3.2 Classe de ductilité et coefficient de comportement

La résistance et la capacité de dissipation d'énergie à conférer à la structure dépendent de la façon dont il est fait appel à son comportement non linéaire. En pratique, lorsqu'une analyse linéaire est menée, un tel arbitrage entre résistance et capacité de dissipation d'énergie est caractérisé par les valeurs du coefficient de comportement q et les classes de ductilité associées.

Dans le cas limite des structures faiblement dissipatives, il n'est tenu compte pour la conception et le dimensionnement d'aucune dissipation d'énergie hystérétique, et le coefficient de comportement ne peut pas, en général, être pris supérieur à la valeur 1,5, considérée pour prendre en compte les sur-résistances.

Pour les structures dissipatives, le coefficient de comportement est pris supérieur à cette valeur limite, tenant compte ainsi de la dissipation hystérétique d'énergie qui apparaît dans des zones spécifiquement dimensionnées, appelées zones dissipatives ou zones critiques.

La valeur du coefficient de comportement q est limitée par l'état limite de stabilité dynamique de la structure et par les dommages dus à la fatigue oligo-cyclique des assemblages. On retient la condition correspondant à la limite la plus défavorable lorsque les valeurs du coefficient q sont déterminées par essais. Les valeurs du coefficient q données dans les différentes parties de l'EN 1998 sont présumées conformes à cette exigence.

En effet, au-delà de la résistance, il doit être vérifié que la structure dans son ensemble reste stable sous l'action sismique de calcul, vis-à-vis du renversement et du glissement.

De plus, l'utilisation des valeurs maximales des coefficients de comportement suppose que les structures aient des formes régulières en plan et en élévation afin de limiter respectivement les effets de torsion induits et de déplacements en sens opposés.

3.3 Dimensionnement en capacité

Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, les ruptures fragiles ou la formation prématurée de mécanismes instables doivent être évitées. Dans ce but, on doit recourir à la méthode de dimensionnement en capacité, qui est utilisée pour hiérarchiser les résistances des différents composants structuraux et les modes de défaillance, ce qui est nécessaire pour assurer un mécanisme plastique adéquat et pour éviter les modes de rupture fragile.

Dans la mesure où la résistance sismique d'une structure dépend largement du comportement de ses zones dissipatives, les dispositions constructives de la structure dans son ensemble et de ces zones en particulier doivent être telles que la capacité de transmettre les efforts et de dissiper l'énergie dans des conditions de sollicitations cycliques soit maintenue.

Dans le cas des structures bois, les zones dissipatives sont exclusivement localisées dans les assemblages dont la conception doit permettre le comportement plastique prévu.

Pour atteindre cet objectif de dimensionnement en capacité, il faut donc « amener » les efforts dans les zones dissipatives. Cela se traduira par la majoration des efforts sismiques dans les assemblages non dissipatifs grâce à l'emploi d'un coefficient de sur-résistance.

3.4 Cas des charpentes industrialisées

Dans le cas des charpentes industrialisées, ces principes s'expriment essentiellement en termes de :

- simplicité de la structure ;
- uniformité, symétrie et hyperstaticité ;
- résistance et rigidité dans les deux directions.

Si nécessaire, ceci peut être réalisé en divisant la structure, par des joints sismiques, en unités indépendantes du point de vue dynamique.

La simplicité, caractérisée par l'existence de cheminements clairs et directs des forces sismiques, est acquise par le système constructif lui-même, à savoir :

- la triangulation des systèmes de stabilité perpendiculairement aux plans des fermes ;
- la triangulation des fermes dans le plan des fermes.

La mise en œuvre de structures simples étant sujets à beaucoup moins d'incertitudes, la prévision de leur comportement sismique est beaucoup plus fiable.

L'uniformité en plan se caractérise par une répartition régulière des éléments structuraux, laquelle permet des transmissions courtes et directes des forces d'inertie liées aux masses réparties. C'est le cas du système constructif des charpentes industrialisées. L'uniformité est réalisée par répétition des éléments en unités dynamiquement indépendantes (AFA, CVT, fermes).

Quant à l'uniformité de la structure en élévation, elle est acquise par la forme homogène de la charpente. Cette uniformité tend à éliminer l'apparition de zones sensibles au niveau desquelles des concentrations de contraintes ou des demandes importantes de ductilité pourraient causer une rupture prématurée.

De plus, l'utilisation d'éléments structuraux régulièrement distribués contribue à l'hyperstaticité et permet une répartition plus favorable des effets de l'action et une dissipation de l'énergie répartie sur l'ensemble de la structure. Cette bonne corrélation entre la distribution des masses et la distribution de la résistance et de la rigidité élimine naturellement les excentricités importantes entre masse et rigidité.

Le mouvement sismique horizontal étant un phénomène bidirectionnel, la structure doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions. Les charpentes industrialisées conduisent à la mise en œuvre de deux systèmes (fermes et AFA/CVT) disposés en un réseau orthogonal en plan, assurant des caractéristiques de résistance et de rigidité distinctes et indépendants dans les deux directions principales. Ceci conduira à l'utilisation de deux coefficients de comportement différents comme cela est possible dans l'EN 1998.

Enfin, concernant le dimensionnement en capacité, les zones dissipatives sont les assemblages des :

- anti-flambements sur arbalétriers ;
- contreventements sur fiches et contre-fiches ;
- extrémités d'anti-flambements en pieds de fermes.

Les assemblages à dimensionner en sur-résistance sont les ancrages des pieds de fermes.

3.5 Transfert de spectre

Une particularité des charpentes tient au fait qu'il s'agit d'une structure ancrée sur une structure (les murs). Si l'on ne considère pas la mise en œuvre du diaphragme horizontal, dans le plan des entrants de fermes par exemple, on crée donc une structure qui va interagir avec la structure au sommet de laquelle elle est ancrée.

On se place ainsi dans le cas d'un modèle « brochette » dont le dernier pendule représente la charpente (k_3 , m_3 sur la Figure 3-1). Le signal dû à l'action sismique à la base de la charpente est en fait la réponse de la structure au niveau des ancrages des fermes (niveau k_2 , m_2 sur la Figure 3-1).

Il convient de réaliser un calcul de transfert de spectre (également appelé spectre de plancher) prenant en compte les périodes fondamentales de la structure de l'ouvrage et de la charpente. Et ceci, dans les deux directions principales du bâtiment.

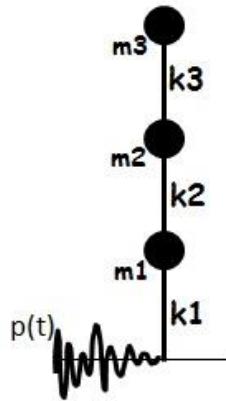


Figure 3-1 : Modèle « brochette »

Ainsi, réaliser un dimensionnement selon les règles Eurocode 8 en considérant le spectre de réponse de calcul et la période fondamentale de l'ouvrage ou de la charpente seule est erroné (sauf si la structure sous la charpente est assimilable à un solide rigide).

Une approche simplifiée de prise en compte du transfert de spectre est proposée dans le cadre de cette étude.

4 L'étude SISBAT

4.1 Rappel de l'étude SISBAT

Le projet SISBAT portait sur l'analyse fiabiliste de la vulnérabilité sismique de l'habitat avec toiture en charpentes industrialisées en bois avec une approche par couplage de la modélisation probabiliste et l'expérimentation. Ce projet ANR s'est déroulé de 2009 à 2014 avec également un soutien du CODIFAB.

Au niveau normatif, les règles de dimensionnement semblent très défavorables aux charpentes industrialisées en bois. Dans ce contexte, améliorer la connaissance scientifique du comportement global de l'habitat avec toitures en charpentes industrialisées en bois permettrait de concevoir et dimensionner ces structures avec le niveau de fiabilité requis au moindre coût. L'un des enjeux scientifiques du projet est de quantifier la sensibilité de la réponse mécanique de la toiture en charpentes industrialisées en bois soumise aux actions sismiques en prenant en compte les incertitudes liées aux séismes et la variabilité des propriétés mécaniques de ses éléments (bois et assemblages).

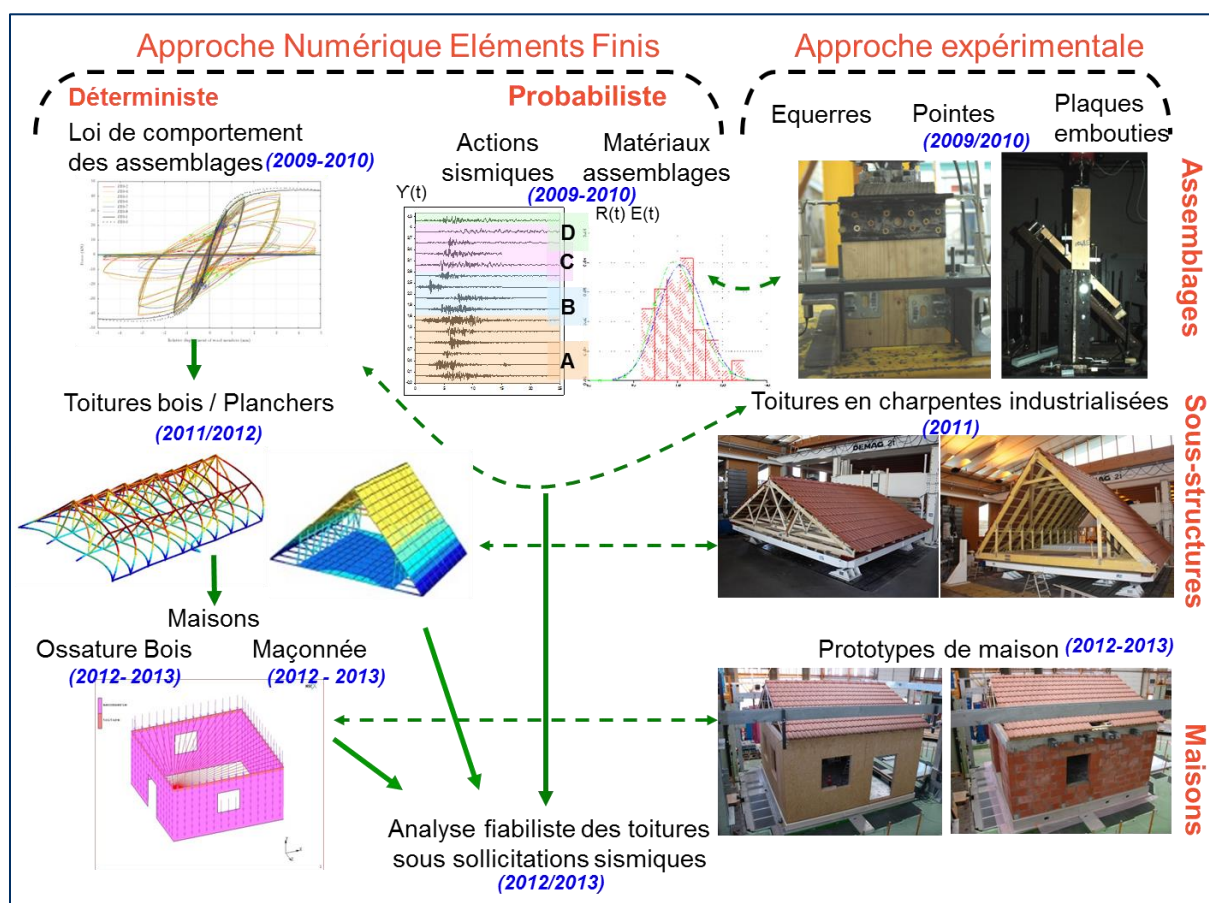


Figure 4-1 : Logigramme de l'étude SISBAT

Le projet s'appuie sur une approche multi-échelles et un couplage entre la modélisation par éléments finis probabilistes et l'expérimentation :

- Échelle 1 : les assemblages métalliques utilisés pour la fabrication des charpentes industrialisées en bois ont été testés sous chargement monotone et cyclique pour identifier et élaborer leur loi de comportement oligo-cyclique. Ceci a permis d'établir les paramètres d'entrée probabilistes des modèles numériques des toitures ;

- Échelle 2 : quatorze toitures en charpentes industrialisées en bois (6 m × 6 m), couvertes de tuiles, ont été testées sur table vibrante uni axiale. Ces essais ont permis la validation du modèle dynamique non linéaire des toitures de dimensions (8m×12m) sur lequel a été bâtie l'analyse fiabiliste des toitures. Le comportement dynamique de murs à ossature bois et maçonné a également été modélisé.
- Échelle 3 : deux maquettes de maisons à murs maçonnés et à ossature bois, de dimensions (6m×6m), ont été testées sur table vibrante tri axiale pour des séismes représentatifs de l'aléa fort en France. Ces essais, en complément des modélisations dynamiques sur les maisons, ont permis d'étudier l'impact des murs sur le comportement des toitures (transfert de spectre).

D'un point de vue scientifique, SISBAT a permis le développement de modèles numériques dynamiques non linéaires de toitures et le couplage de ces modèles à des méthodes fiabilistes. Ceci a permis de quantifier la sensibilité de la réponse mécanique de la toiture en charpentes industrialisées en bois soumise aux actions sismiques en prenant en compte les incertitudes liées aux séismes et la variabilité des propriétés mécaniques des éléments. D'un point de vue technique, SISBAT doit permettre un dimensionnement plus adapté des toitures en charpentes industrialisées en bois. C'est objet du présent rapport.

À noter que le projet SISBAT était un projet de recherche industrielle coordonné par l'Institut Technologique FCBA et correspondant à une collaboration entre :

- des laboratoires de recherche : l'Institut Pascal de l'Université Blaise Pascal, le 3SR de l'Université de Joseph Fournier, le LMT de l'ENS de Cachan et l'Université de Shizuoka,
- des centres techniques et scientifiques : le CEA, le BRGM, le CSTB, le CTMNC et le FCBA,
- des professionnels : la société MiTek, la société SIMPSON Strong-Tie, le syndicat professionnel SCIBO, la société IMERYS Toiture et la société Bouyer-Leroux Structure.

Ce projet a généré trois thèses de doctorat et a fait l'objet de nombreuses communications scientifiques dans des colloques nationaux et internationaux.

4.2 Essais à l'échelle des assemblages

À cette échelle, les essais ont permis de déterminer les lois de comportement en force/déplacement monotone et cyclique et les ductilités statique et cyclique des assemblages de type plaques métalliques embouties, équerres et pointes, utilisés pour la fabrication des charpentes industrialisées en bois et pour leur fixation au bâti.

Ces essais ont permis la prise en compte de la non linéarité de la courbe monotone y compris dans sa phase post-pic qui caractérise la ductilité de l'assemblage. La dégradation se traduit alors par les diminutions de la raideur et de la résistance au cours des cycles, l'aire des courbes d'hystérésis qui aura une influence sur l'énergie dissipée par la structure au cours du séisme et, enfin, la dissymétrie du comportement selon les sens de sollicitations.

4.3 Essais à l'échelle des charpentes

Concernant les toitures, les comportements de deux types de toitures à combles perdus et à combles habitables (6 m × 6 m) ont été caractérisés en dynamique sur table vibrante et dans chacune des deux directions des toitures (dans le plan des fermes et perpendiculairement aux fermes).

Pour cela, trois signaux sismiques ont été utilisés et pour chaque toiture, le séisme a été appliqué de façon itérative avec une amplification du signal sismique.

Les toitures étudiées étaient conçues et mises en œuvre selon le DTU 31.3 avec un ancrage des fermes dimensionnés en sur-résistance.

Lors des essais de toitures (seules ou sur murs) sur table vibrante, les charpentes ont supporté un séisme d'aléa fort (0,3.g) sans dommage visible alors que leur dimensionnement correspondait à un séisme d'aléa moyen (0,16.g). Lors des séismes suivants plus puissants, il a été relevé quelques ruptures d'assemblages mais qui n'ont pas entraîné d'effondrement de toiture, ni de chutes de tuiles.

Une analyse fiabiliste des toitures a été menée afin d'étudier l'impact de la variabilité des sollicitations sismiques d'une part et de la variabilité des propriétés des constituants (bois et assemblages) des toitures d'autre part.

Pour cela, il a été nécessaire d'étendre la modélisation à des toitures de dimensions plus représentatives de l'habitat français (8 m x 12 m) et prenant en compte la variabilité des propriétés des assemblages (analyse statistique des essais réalisés à l'échelle 1) et celle des éléments bois.

Dans un premier temps, les variables ayant une faible influence sur la réponse stochastique ont été éliminées grâce à une méthode de criblage (Méthode de Morris) et dans un deuxième temps, une analyse stochastique proprement dite par la méthode de réduction de la dimension a été effectuée. Ainsi, il a été montré que l'effet de l'aléa dû aux assemblages était significativement plus important que celui dû aux éléments bois. Il a été montré également que l'effet système et le comportement non linéaire des assemblages conduisent à des variabilités structurales réduites (de l'ordre de 4%) qui sont nettement inférieures à celles dues à l'action sismique (de l'ordre de 25%).

4.4 Essais à l'échelle de la maison

L'étude à l'échelle des maisons (en limite des critères de régularité en plan au sens de l'Eurocode 8) de dimensions (8 m x 12 m), en rez-de-chaussée et en R+1, avait pour objectif d'étudier l'impact des murs sur le transfert du signal des séismes des fondations de la maison jusqu'au bas de la toiture (transfert de spectre). Deux essais sur maquettes de maisons de dimensions (6 m x 6 m) ont été menés sur table vibrante triaxiale.

À noter que les murs ont été volontairement dimensionnés pour un séisme de 1.g et qu'aucun endommagement n'a été constaté.

Il a été montré que, pour des niveaux de séismes conduisant à un comportement non linéaire des toitures, les déplacements au faîtage sont significativement plus importants dans le cas des essais sur toitures seules (échelle 2). Ainsi, le critère d'arrêt des calculs utilisé pour l'analyse fiabiliste a été établi de manière sécuritaire.

5 Analyse des résultats de l'étude SISBAT

5.1 Généralités

L'analyse a été menée sur les essais réalisés sur les charpentes seules et sur les essais réalisés avec la maison à ossature bois et la maison maçonnée. Les objectifs sont essentiellement :

- d'évaluer les coefficients de comportement q qu'il est possible de retenir dans chacune des directions principales ;
- de valider l'outil de calcul de transfert de spectre développé pour cette étude SISTACI.

Par convention, on identifie les deux sens de sollicitations comme suit :

- Sens X = direction de l'effort sismique dans le plan des fermes ;
- Sens Y = direction de l'effort sismique perpendiculaire au plan des fermes.

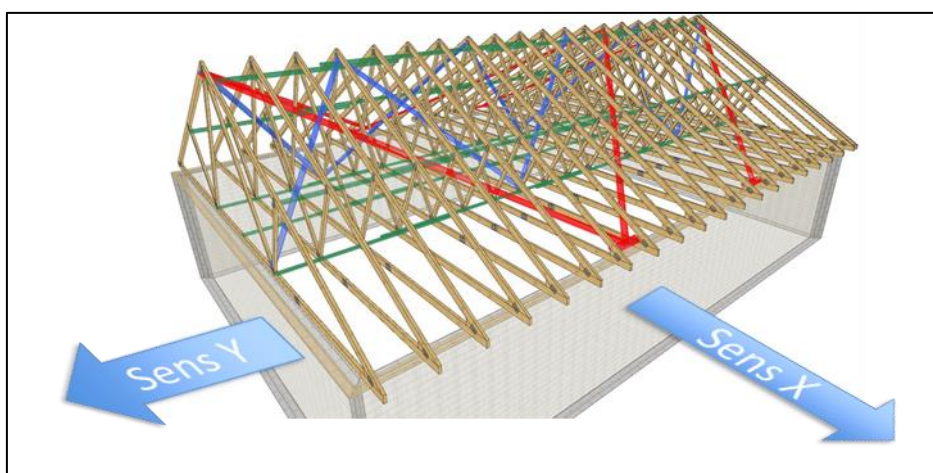


Figure 5-1 : définition des directions de l'action sismique

5.2 Propriétés dynamiques des charpentes seules

5.2.1 Essais réalisés

À l'échelle des toitures, douze essais sous chargement sismique ont été menés (courant 2011 à FCBA Bordeaux) sur des toitures de dimensions 6 m x 6 m :

- à combles perdus comprenant la couverture, sollicitées respectivement perpendiculairement au plan et dans le plan des fermes ;
- à combles habitables comprenant la couverture et les charges permanentes au niveau des planchers (sur entrants porteurs), sollicitées respectivement perpendiculairement au plan et dans le plan des fermes.

Pour chacune de ces quatre configurations, trois essais sous chargement dynamique correspondant à trois séismes différents ont été réalisés :

- un signal dit proche issu d'un accélérogramme représentatif de Lourdes dont le spectre est ajusté par la relation d'atténuation Bergé Thierry ;
- un signal dit lointain issu d'un accélérogramme représentatif de Guadeloupe dont le spectre est ajusté par la relation d'atténuation Youngs ;
- un signal d'entrée synthétique calé sur le spectre EC8 de sismicité moyenne pour un sol de type C.



Figure 5-2 : Essais sur charpentes - Sens Y

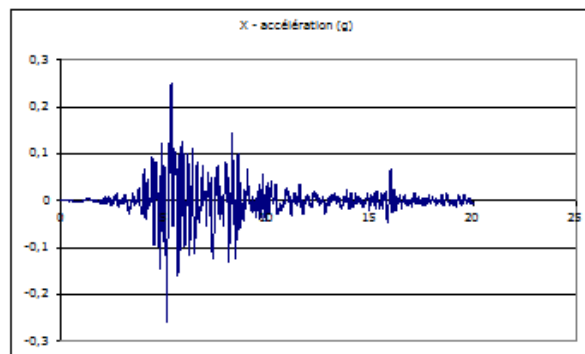


Figure 5-3 : Exemple d'un accélérogramme

À noter que les charpentes testées respectaient les dispositions constructives suivantes :

- Ancrage des fermes par une équerre à chaque pied de ferme
- Fixation des extrémités des anti-flambements sur une entretoise (fixée par des équerres entre deux fermes)
- Tuiles fixées par crochets selon les règles des zones à fort vent

5.2.2 Propriétés dynamiques

Ces essais ont permis de déterminer les fréquences fondamentales f_1 et périodes fondamentales T_1 et l'amortissement ξ :

		Combles	
		Perdus	Habitables
Sens X	$\xi =$	5 %	5 %
	$T_1 =$	0,08 s	0,10 s
	$f_1 =$	13,0 Hz	10,0 Hz

Tableau 5-1 : Synthèse des résultats sur charpente seule - Sens X

		Combles	
		Perdus	Habitables
Sens Y	$\xi =$	20 %	11 %
	$T_1 =$	0,13 s	0,14 s
	$f_1 =$	7,5 Hz	7,0 Hz

Tableau 5-2 : Synthèse des résultats sur charpente seule - Sens Y

Compte tenu du principe même du système constructif des charpentes industrialisées, on peut considérer que ces paramètres varieront peu en fonction des dimensions de la charpente.

Lorsque les dimensions de la charpente changent, les masses réparties et la triangulation (raideur) varient quasiment dans les mêmes proportions. Ainsi, le rapport masse/raideur varie peu. Or la période fondamentale dépendant de la racine carrée du rapport masse/raideur de la charpente, celle-ci varie peu également. Il en est de même pour l'amortissement.

De plus, la distinction « combles perdus » ou « combles habitables » est négligée. Les essais ont montré que, dans le sens Y, le comportement ductile est piloté par le système de stabilisation et non les fermettes, et dans le sens X, les charpentes restent quasiment dans leur domaine élastique.

Par ailleurs, il a été vérifié, grâce à la modélisation déterministe réalisée dans le cadre de SISBAT, qu'il n'existait pas de flambement des arbalétriers des fermes. La densité du système de stabilisation étant proportionnelle à la portée des fermes, il est supposé, a priori, que le flambement n'est pas un critère limitant l'extrapolation des résultats de SISBAT à des fermes de portée supérieure.

Aussi, pour la suite de l'étude, nous retiendrons ces paramètres en faisant l'hypothèse qu'ils sont représentatifs de l'ensemble des charpentes industrialisées à combles perdus et à combles habitables dans la gamme de portées usuelles allant de 6 m à 15 m.

5.2.3 Évaluation du coefficient de comportement

Dans le plan perpendiculaire aux fermes, la présence des contreventements et des anti-flambements fixés par des pointes confère à la toiture un comportement très ductile. Il est donc possible d'associer une valeur de q différente et supérieure à 1,5 dans cette direction, conformément à l'approche de l'EN 1998. Ceci est rendu possible par le système constructif qui permet de dissocier les deux directions principales de la charpente.

La valeur du coefficient de comportement q peut être estimée à partir des valeurs $q_{\text{séisme},i}$ obtenues sur un nombre significatif de séismes et définies comme étant le rapport de l'accélération que peut réellement supporter la structure avant d'atteindre le critère de non-effondrement sur l'accélération déterminée par un dimensionnement fait selon l'EN 1998-1 avec $q=1$.

C'est la démarche usuellement utilisée et proposée dans les articles scientifiques relatifs aux structures bois. On peut notamment citer :

- Ceccotti A., Sandhaas C., « A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings », WCTE, 2010, Italy
- Schädle P, Blass HJ, « Earthquake behaviour of modern timber construction systems », WCTE, 2010, Italy

Ainsi, la démarche générale pour déterminer la valeur $q_{\text{séisme},i}$, associée à un signal sismique i , se fait selon les trois étapes suivantes :

1. détermination par calcul du $PGA_{EC8,q=1}$: l'accélération de sol a_g conduisant à un taux de travail de 100% des systèmes de stabilité pour un calcul mené selon l'EN 1998-1 et l'EN 1995-1-1 avec une valeur de $q=1$.
2. détermination de $PGA_{séisme,i,non_effondrement}$: l'accélération du sol conduisant à l'atteinte du critère de non-effondrement. Le rapport final du LaMI de l'étude SISBAT donne les valeurs de $PGA_{séisme,i,non_effondrement}$.
3. pour chaque séisme i , calcul de $q_{séisme,i}$ comme étant :

$$q_{séisme,i} = \frac{PGA_{séisme,i,non_effondrement}}{PGA_{EC8,q=1}}$$

À noter que le cas le plus défavorable, c'est-à-dire l'obtention des plus petites valeurs de $q_{séisme,i}$, consiste à considérer un sol de classe A pour le calcul du $PGA_{EC8,q=1}$.

Cette démarche a été appliquée sur plus de cinquante séismes couvrant :

- les zones à risque sismique modéré, moyen et fort (zone 3 à 5)
- les classes de sol A à D

Les calculs ont été menés sur des charpentes complètes de 8 m x 12 m.

Le critère de non-effondrement était fixé à :

- perte de 50% des fixations des systèmes de stabilité sur les fermes
- déplacement au faîtage supérieur à $h/100$

L'ensemble des valeurs est donné en annexe.

Dans le sens Y (perpendiculaire au plan des fermes), cette démarche conduit aux données principales suivantes :

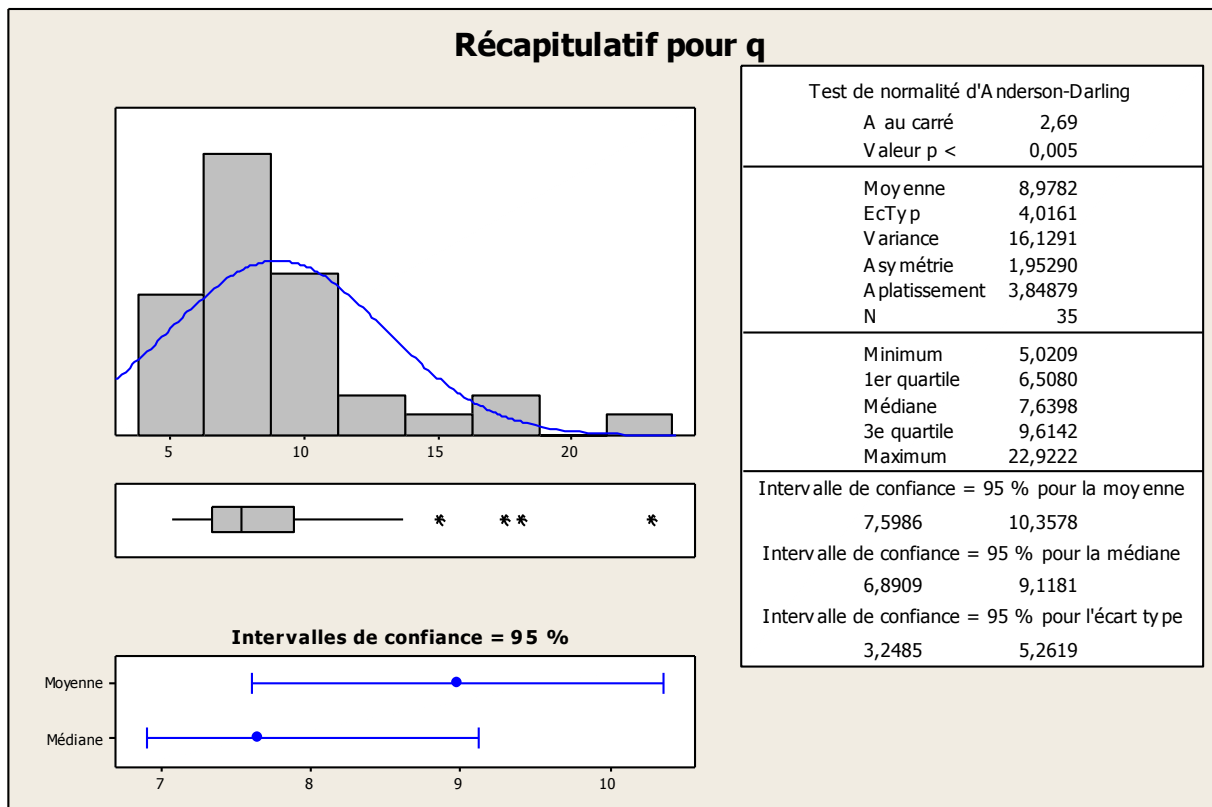


Tableau 5-3 : Évaluation du coefficient de comportement q

On peut synthétiser ces données par le tableau suivant :

Coefficient de comportement $q_{\text{séisme},i}$	
Valeur minimale	5,02
Valeur médiane	7,6
Valeur moyenne	12,2

Tableau 5-4 : Évaluation des coefficients de comportement - Sens Y

On observe également que si l'on considère une valeur au fractile à 5% d'exclusion (intervalle de confiance de 95%), la valeur caractéristique du coefficient de comportement évalué par cette démarche est de 5,26.

Une analyse statistique de ces résultats permet d'extraire également les informations suivantes :

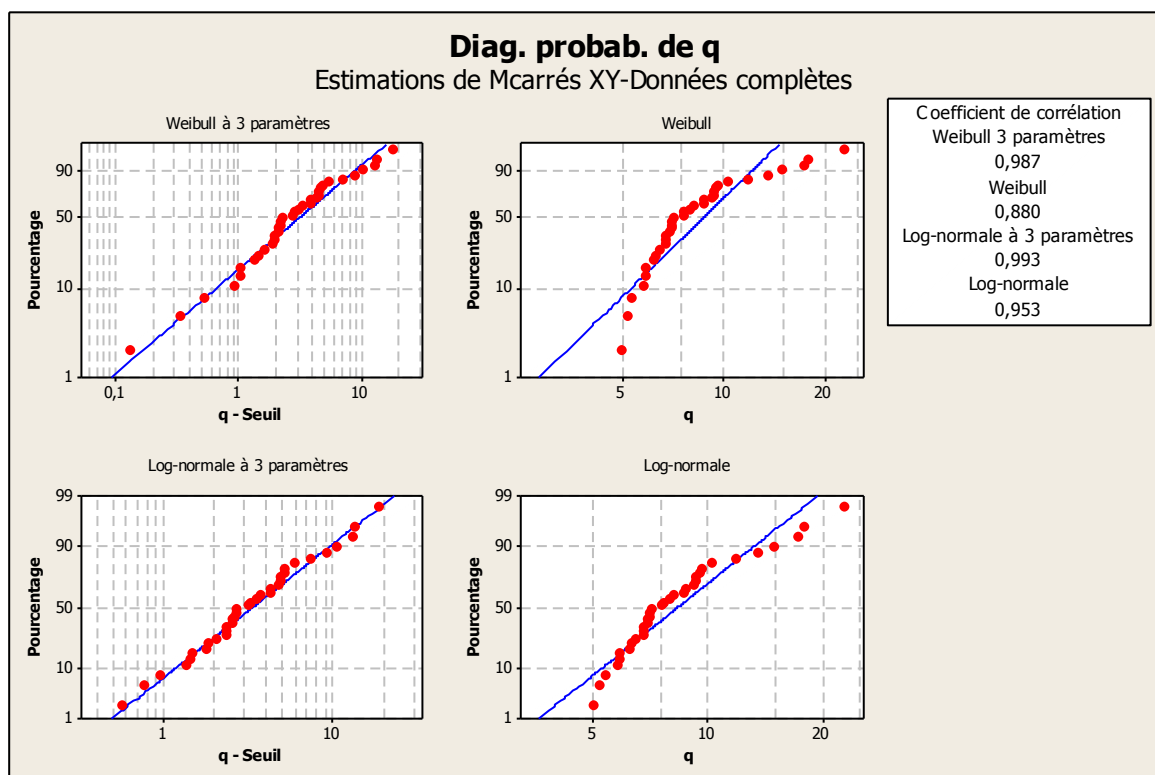


Figure 5-4 : Diagrammes de probabilité du coefficient q

On observe sur cette analyse que la répartition des coefficients de comportement q évalués suit une loi du type Weibull à trois paramètres ($R^2 = 0,987$) ou Log-normale à trois paramètres ($R^2 = 0,993$).

Si l'on retient la loi Log-normale à trois paramètres (meilleur R^2), on peut établir les diagrammes de présentation de loi, c'est-à-dire les statistiques représentant :

- la fonction de densité de probabilité
- la fonction de survie
- la fonction de risque

Ces informations complémentaires nous permettent de définir une valeur seuil statistique du coefficient de comportement de 4,46, une valeur moyenne statistique de 9,1 et une valeur médiane statistique de 7,77.

En d'autres termes, statistiquement, aucune charpente ne pourrait avoir un coefficient de comportement inférieur à 4,46 et la moitié d'entre elles aurait un coefficient supérieur à 7,77.

Dans le sens perpendiculaire au plan des fermes, nous proposons donc de retenir un coefficient de comportement $q = 5$ (valeur de l'arrondi inférieur de la valeur caractéristique). Cette valeur est la valeur maximale dans le cas d'une structure régulière. Les minorations pour structure moyennement régulière ou irrégulière s'appliqueront (jusqu'à -20%, soit $q = 4$).

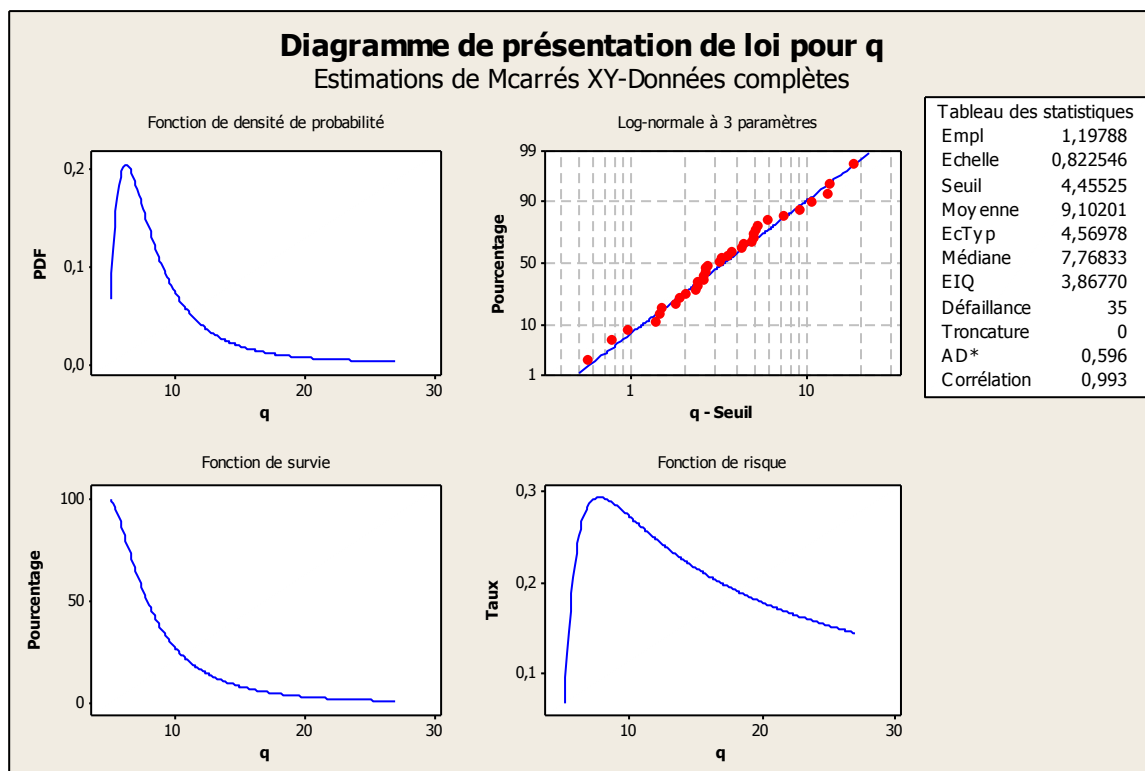


Figure 5-5 : Diagrammes de présentation de loi (Log-normale 3 paramètres)

Enfin, dans le plan parallèle aux fermes, la toiture n'ayant pas un comportement ductile, nous conservons la valeur normative actuelle du coefficient de comportement, à savoir $q = 1,5$.

Pour résumer, nous proposons donc de retenir :

Coefficient de comportement q	
Perpendiculairement au plan des fermes	5
Dans le plan des fermes	1,5

Tableau 5-5 : Coefficients de comportement proposés

5.3 Caractérisation du transfert de spectre (amplification de l'accélération)

5.3.1 Essais réalisés

Dans le cadre du projet SISBAT, deux essais ont été menés sur une table triaxiale au CEA sur des structures complètes « charpente à combles perdus + murs ».

Deux types de murs ont été mis en œuvre, à savoir une maison à ossature bois et une maison maçonnerie. Le détail des essais est présenté dans les rapports du CEA de l'étude SISBAT.

Dans les deux cas, la charpente était identique à celle testée seule sur la table vibrante uni-axiale de FCBA. L'objectif de l'étude SISBAT étant concentré sur la charpente, les murs étaient dimensionnés pour un séisme ayant un PGA de 10 m/s^2 . De plus, la conception et/ou les dispositions constructives de ces derniers conduisaient aux limites des critères de régularité en plan de l'EN 1998-1.

Un diaphragme horizontal (triangulation bois) était mis en œuvre dans le plan des entrants de fermes.

Le protocole d'essais a consisté à envoyer le signal sismique en augmentant progressivement le PGA (Peak Ground Acceleration). Chaque essai est appelé « Run ». Entre chaque Run, un essai du type bruit blanc en faible énergie permettait d'évaluer la période fondamentale de la maquette et ainsi suivre son endommagement. En effet, celle-ci étant proportionnelle au rapport Masse/Raideur, et la masse étant constante, une variation de la période fondamentale signifie une variation de la raideur et donc l'apparition de l'endommagement. Il en est de même pour l'amortissement qui tend à augmenter avec l'apparition de la plastification de la structure.



Figure 5-6 : Essai sismique au CEA avec murs à ossature bois (projet SISBAT)



Figure 5-7 : Essai sismique au CEA avec murs maçonnés (projet SISBAT)

Sur l'ensemble des Runs effectués, nous nous intéressons ici plus particulièrement aux Runs 5, 7 et 9. Ceux-ci sont en effet représentatifs de zones de sismicité du territoire français, à savoir :

N°	Run	Zone sismique	
	PGA cible	zone	a_{gr}
5	0,7 m/s ²	Z2	0,7 m/s ²
7	1,6 m/s ²	Z4	1,6 m/s ²
9	3,4 m/s ²	Z5	3,0 m/s ²

Tableau 5-6 : Comparaison des PGA Run / Zone sismique

À noter que cela correspond à un sol de classe A, soit un coefficient de sol S de 1.

5.3.2 Analyse des amplifications d'accélération

Pour l'ensemble des Runs, une analyse a été menée afin d'évaluer les amplifications d'accélération dues au transfert de spectre entre la table et la sablière des murs. En effet, la réponse spectrale de la charpente dépend elle-même de la réponse spectrale de la structure sur laquelle elle est mise en œuvre. En termes simples, le signal d'entrée en pieds de fermes est le signal de sortie en tête de murs dû à l'action du séisme à la base des murs.

Les figures suivantes présentent un exemple de réponse spectrale mesurée à différents niveaux de la structure sur la maquette avec les murs maçonnés et dans le sens X (dans le plan des fermes) et le sens Y (perpendiculairement au plan des fermes).

Dans cet exemple, la courbe rouge (AXTAB) représente le spectre obtenu à partir des mesures d'accélération au niveau de la table. Il s'agit donc du spectre du signal sismique envoyé à la base des murs de la maquette.

La courbe verte (AXOS) représente le spectre obtenu à partir des mesures d'accélération au niveau de la sablière des murs. Il s'agit donc du spectre de réponse de la maquette en tête des murs et donc le spectre de l'accélérogramme envoyé en pieds de fermes.

La courbe bleue (AXOF) représente le spectre obtenu à partir des mesures d'accélération au niveau du faîtage de la charpente. Il s'agit donc du spectre de réponse de la charpente.

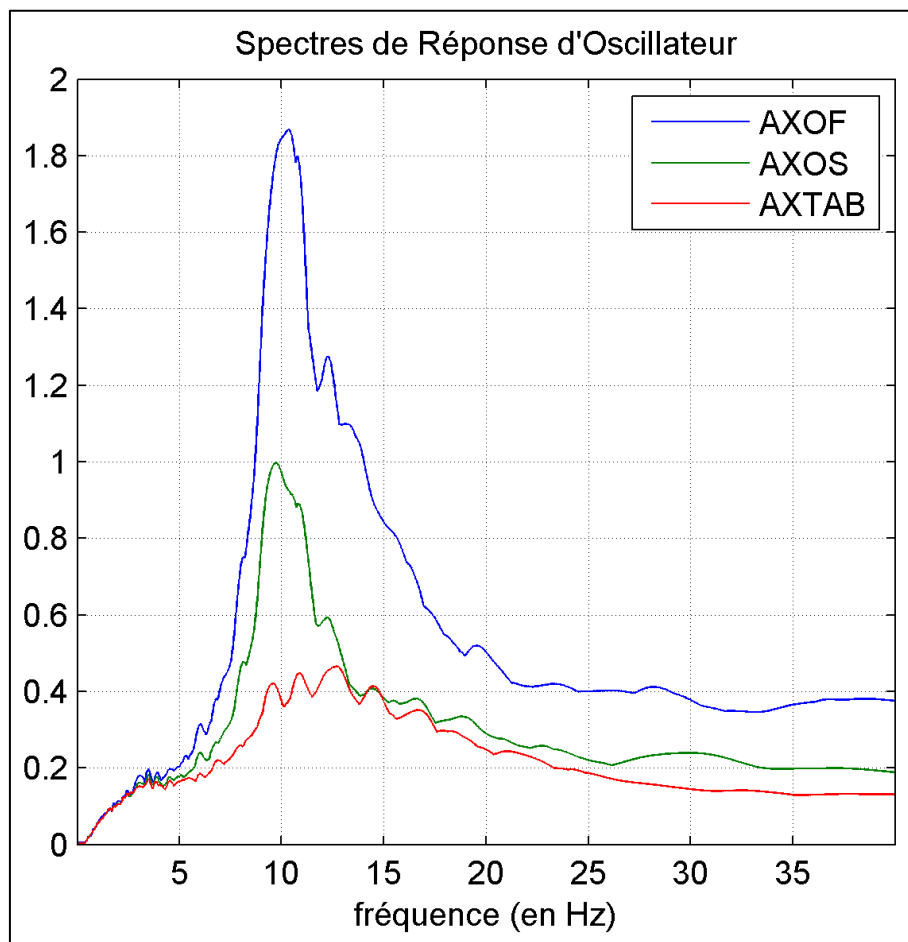


Figure 5-8 : Spectres de réponse à différentes hauteurs - Sens X

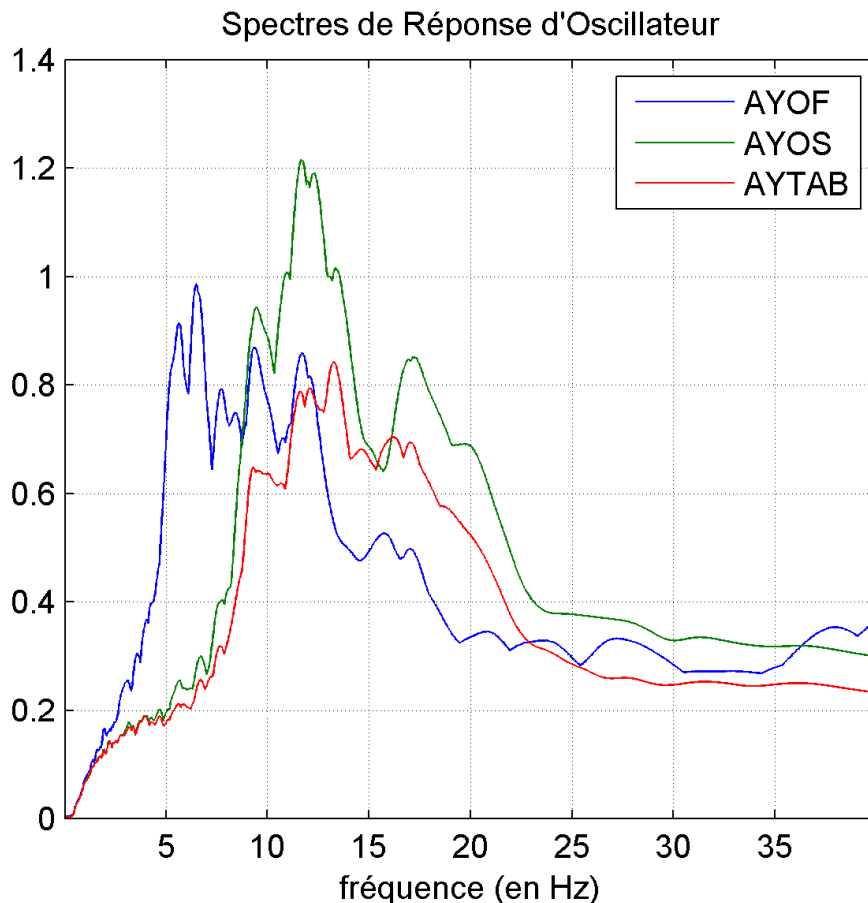


Figure 5-9 : Spectres de réponse à différentes hauteurs - Sens Y

Cet exemple est tiré d'un Run pour lequel aucun endommagement n'a été relevé. On peut considérer que lors de cet essai, la structure avait un comportement quasi-élastique.

On peut voir sur cet exemple que la structure a une période fondamentale de l'ordre de 0,1 s (10 Hz), ce qui place cette structure sur le plateau du spectre de réponse élastique de l'EN 1998-1. Dans ce cas, en considérant un comportement élastique ($q = 1$) et un amortissement de 5%, l'EN 1998-1 nous donnerait une accélération spectrale $S_e(T)$ de $2,5.S.a_g$ à la période de 0,1 s.

Par analogie, dans notre exemple, le $S.a_g$ est représenté par la courbe rouge et le spectre de réponse élastique des murs $S_e(T)$ par la courbe verte. A la période fondamentale de 0,1 s, on peut voir que l'on retrouve bien ici l'amplification de l'ordre de 2,5 qui représente l'amplification de l'accélération du sol due à la réponse de la structure.

De la même manière, la réponse de la charpente conduit à une amplification des accélérations des masses de la charpente. A la période fondamentale, on observe une amplification de l'ordre de 1,9 entre l'accélération en tête de mur (courbe verte) et au faitage (courbe bleue). Si l'on s'intéresse maintenant au rapport entre la table (courbe rouge) et le faitage (courbe bleue), celui-ci augmente à une valeur d'environ 4,8, soit l'équivalent d'une accélération spectrale $S_e(T)$ de $4,8.S.a_g$.

Remarque :

Souvent, un calculateur ne considèrera que le spectre de réponse de l'EN 1998-1 sans prise en compte du transfert de spectre dû aux murs, c'est-à-dire en retenant $S_e(T) = 2,5.S.a_g$ selon le spectre de l'EN 1998-1). Dans ce cas, il se trompera quasiment d'un rapport 2 ($4,8/2,5$) sur l'accélération des masses de la charpente.

L'analyse des spectres de réponse de l'ensemble des essais réalisés au CEA sur les deux maquettes en murs maçonnés et murs à ossature bois conduit aux amplifications maximales suivantes entre le PGA Table et l'accélération au faîtage.

Run	PGA (m/s ²)	Sur murs maçonnés		Sur Ossature bois	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
5	0,7 (Zone 2)	6	6,2	6,5	7
7	1,6 (Zone 4)	5,5	4,4	5,1	4,8
9	3,4 (Zone 5)	5	3,7	3,5	3,8
11	6,6	3,8	3	3	3
13	10	3,8	2,5	2,7	2,4

Tableau 5-7 : Amplifications maximales mesurées entre le PGA Table et l'accélération au faîtage

On observe que lorsque l'ensemble des structures (murs et charpente) restent dans leur domaine élastique (aux dissipations par frottements près), l'amplification est de l'ordre de 6 à 7. Puis, au fur et à mesure que l'on augmente le niveau du PGA, l'ouvrage réalise de plus en plus d'incursion dans son domaine plastique, essentiellement dans le sens Y avec la plastification des contreventements de la charpente. Ceci se traduit par une diminution de l'amplification.

On note le cas particulier du sens X avec murs maçonnés pour lequel la diminution est faible. En effet, la maison maçonnée s'est comportée quasiment comme un corps rigide et la charpente est peu dissipative dans ce sens.

L'exploitation des résultats permet également de calculer les fonctions de transfert entre la table et le faîtage. On obtient alors une matrice 3x3 des fonctions de transfert dont les deux premiers termes diagonaux sont les plus intéressants ici puisqu'ils caractérisent respectivement les directions X et Y. La figure suivante présente un exemple pour le sens Y au run 9 (PGA cible de 3,4 m/s²) avec les murs à ossature bois.

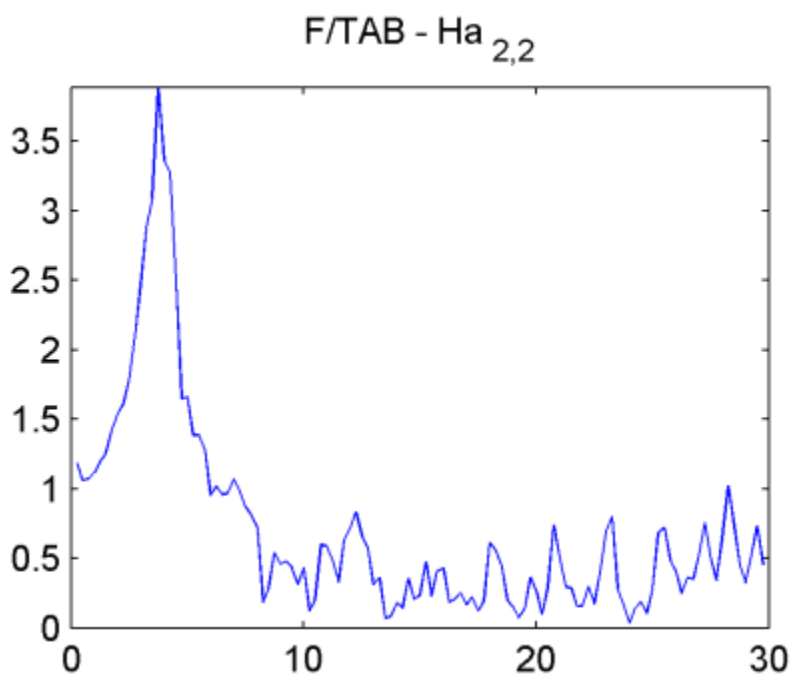


Figure 5-10 : Fonction de transfert en fonction des fréquences - Run 9 - Sens Y - MOB

5.4 Conclusions

L'ensemble des essais réalisés nous permet de proposer les classes de ductilité et coefficients de comportement pour les charpentes industrialisées suivants :

Sens	Classe de ductilité	Coefficient de comportement q maximum
Perpendiculairement au plan des fermes	DCH	5
Dans le plan des fermes	DCL	1,5

Tableau 5-8 : Classes de ductilité et coefficients de comportement proposés

Pour la classe DCH, les minorations pour structure moyennement régulière ou irrégulière s'appliqueront (jusqu'à -20%, soit $q = 4$).

Un calcul de transfert de spectre doit être réalisé.

6 Calcul du transfert de spectre

6.1 Outil de calcul de transfert de spectre

6.1.1 Présentation de l'outil

Dans le cadre de cette étude, un outil de calcul de transfert de spectre a été développé sous Matlab. Celui-ci permet de travailler avec un modèle brochette à 2 niveaux (représentant respectivement les murs et la charpente).

Cet outil est basé sur la résolution matricielle de l'équation du mouvement par la méthode de Newmark.

Le principe est le suivant :

- Création du modèle brochette à 2 niveaux (2 ddl) avec les propriétés mécaniques paramétrées (masses, raideurs et amortissement et/ou coefficients de comportement de chaque niveau)
- Génération d'un signal sismique temporel à partir d'un spectre paramétré (EC8)
- Injection du signal temporel à la base du pendule à 2 ddl
- Résolution de l'équation du mouvement et calcul des modes propres selon la méthode de Newmark
- Extraction des réponses temporelles en accélération au niveau du sommet du pendule, c'est-à-dire au faîtage
- Calcul des spectres de réponse (par FFT avec fenêtre de Hanning)
- Calcul des amplifications

L'outil a été validé sur des cas test mais également avec les résultats d'essais sur les maquettes de maisons. En introduisant les propriétés des maquettes (masses, périodes fondamentales) avec les hypothèses d'amortissement de 5% et en réalisant un calcul élastique ($q = 1$ pour les murs et la charpente), l'outil donne une amplification de 8 et plus.

Ceci s'explique notamment par le fait que l'outil de calcul utilise un modèle « brochette » parfaitement élastique avec une hypothèse d'amortissement a priori sous-évalué, surtout dans le sens perpendiculaire aux plans des fermes.

Lors des essais réalisés sur les charpentes seules à FCBA pour le projet SISBAT, les valeurs d'amortissement s'établissaient entre 5% et 20% en fonction de la direction et de la configuration de charpentes (combles perdus ou combles habitables).

En prenant en compte ces amortissements plus élevés tel que mesurés, les valeurs deviennent alors comparables comme le montre le graphique suivant.

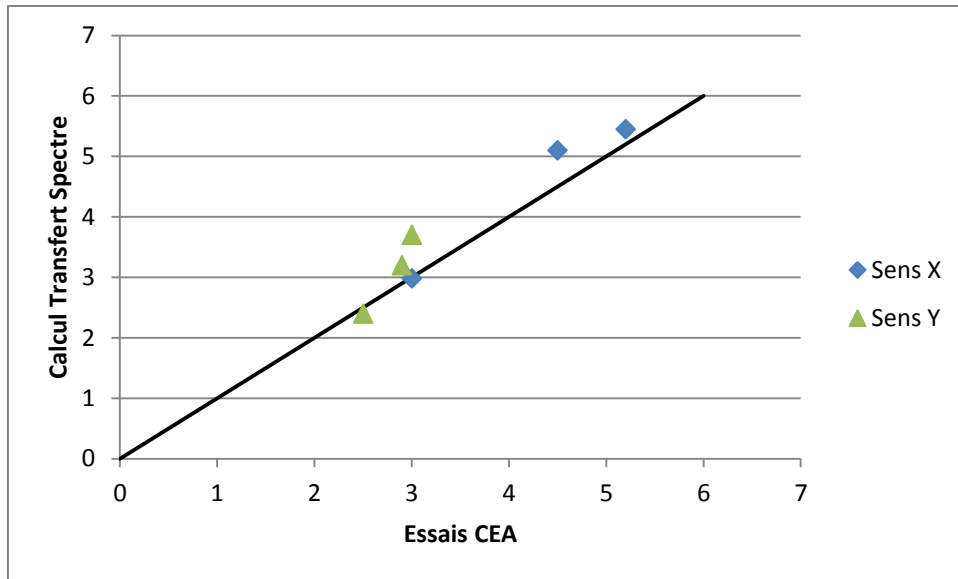


Figure 6-1 : Comparaison des amplifications calculées et mesurées

6.1.2 Exemple

Pour illustrer le fonctionnement de l'outil, la figure suivante présente un accélérogramme synthétique généré et envoyé à la base du modèle brochette pour la résolution temporelle de l'équation du mouvement par la méthode de Newmark.

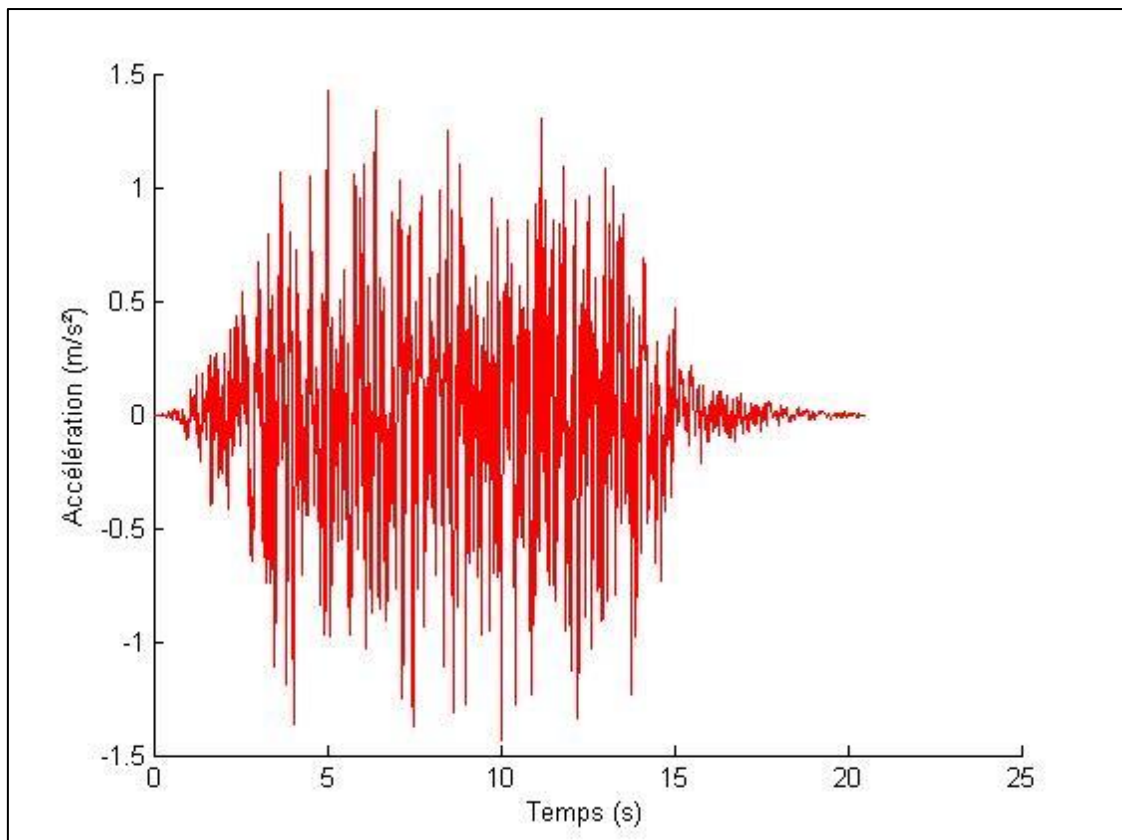


Figure 6-2 : accélérogramme synthétique généré par l'outil

Les deux figures suivantes présentent, après calcul, les spectres de réponse de deux charpentes, respectivement de période fondamentale de 0,08 s dans le sens X (avec $q = 1,5$) et de période fondamentale de 0,13 s dans le sens Y (avec $q = 5$), ancrées sur des structures de période fondamentale variant de 0,01 s à 2 s. Le spectre de réponse de cette plage de structures est mis en comparaison.

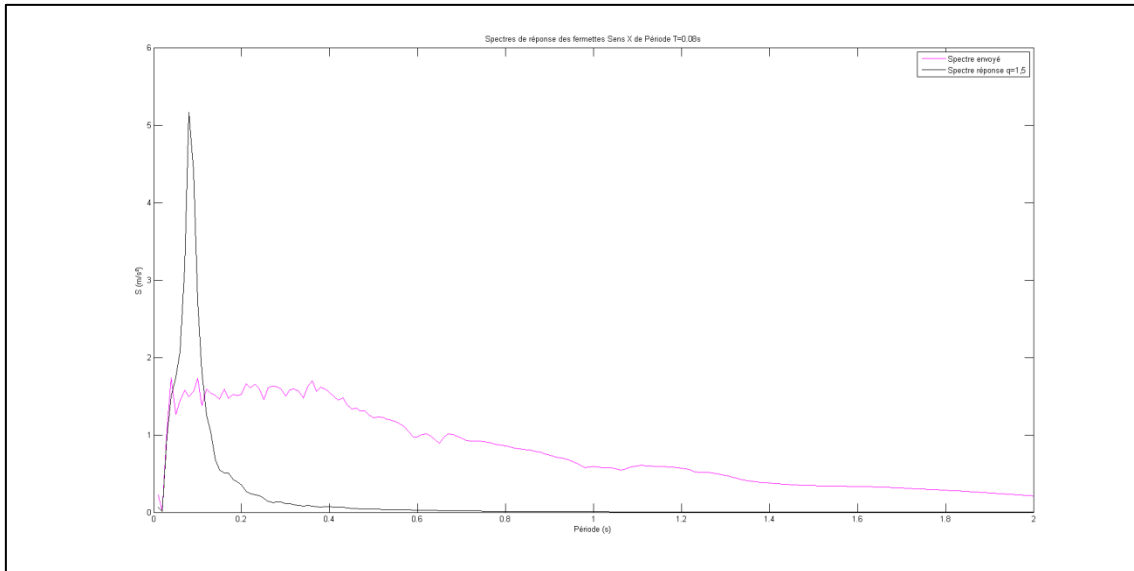


Figure 6-3 : Spectre de réponse de la charpente - Sens X

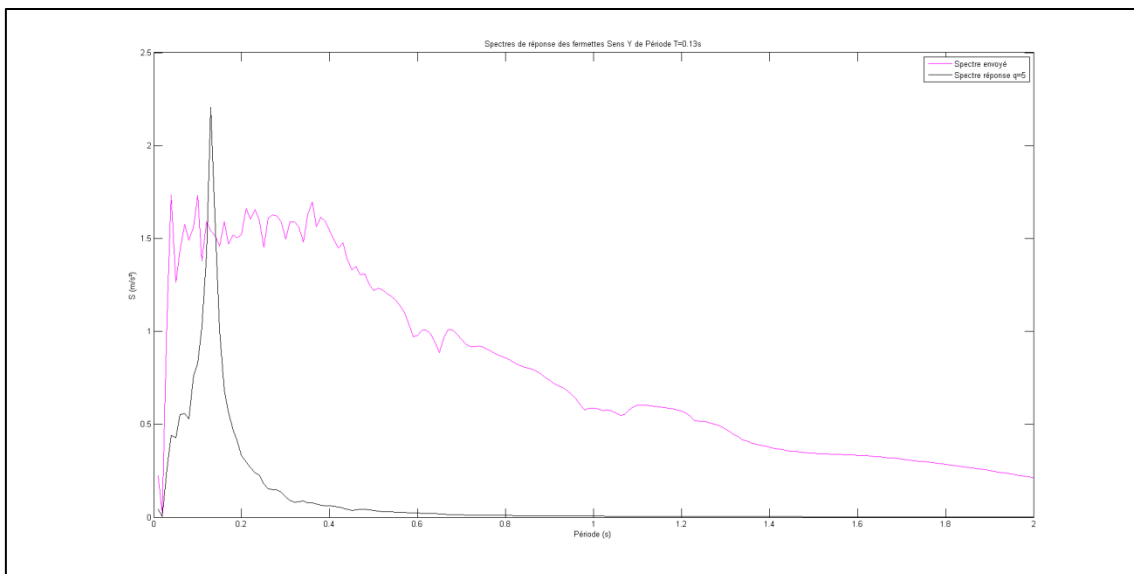


Figure 6-4 : Spectre de réponse de la charpente - Sens Y

On note ici, à la période fondamentale, une amplification de l'ordre de 4 dans le sens X (plan des fermes) et 1,2 dans le sens Y (perpendiculairement au plan des fermes).

6.2 Exploitation de l'outil de transfert de spectre

6.2.1 Hypothèses retenues

Les calculs ont été réalisés pour couvrir le domaine suivant :

- Zone de sismicité 2 à 5
- Classe de sol A, B, C, D ou E
- Bâtiment ayant un coefficient de comportement de 1,5 / 2 / 2,5 / 3
- Bâtiment ayant une période fondamentale comprise entre 0,01 s et 2 s

Compte tenu du système constructif des charpentes, l'analyse du transfert de spectre a été réalisée sur la plage de période fondamentale de la charpente de 0,05 s à 1 s. Pour chaque période fondamentale, la plage entière des périodes fondamentales du bâtiment a été traitée.

Les deux directions, dans le plan des fermes et perpendiculairement au plan des fermes, ont été calculées avec respectivement un coefficient de comportement de la charpente de 1,5 et 5.

L'amortissement a été fixé à 5% pour l'ensemble du modèle brochette.

6.2.2 Méthodologie

La méthodologie retenue a été la suivante :

Pour chaque zone de sismicité et chaque classe de sol retenue, plusieurs accélérogrammes synthétiques sont générés selon les règles et le spectre de l'EN 1998-1. Leurs spectres réels respectifs sont calculés afin de retenir le meilleur candidat.

Les modèles brochettes, permettant de balayer l'ensemble des configurations possibles à partir des hypothèses retenues, sont générés.

Pour chaque zone de sismicité et chaque classe de sol, l'accélérogramme retenu est envoyé aux modèles brochettes pour lesquels la résolution est menée selon la méthode de Newmark.

Les spectres de réponse de la structure et de la charpente sont déterminés à partir des accélérogrammes « réponse » de chaque niveau du modèle brochette.

Les amplifications spectrales sont calculées. Pour chaque configuration, la valeur maximale est retenue.

Avec l'ensemble des hypothèses, cela a représenté un total de 16 000 calculs de transferts de spectre réalisés et traités.

De plus, pour les spectres de type 2 (correspondant aux zones de sismicité 2 à 4), compte tenu de l'approche linéaire, les résultats ont été normalisés par l'accélération a_g . Pour plus de clarté, l'ensemble des résultats a été normalisé par a_g , y compris les résultats des calculs en zone de sismicité 5.

Pour chaque configuration calculée, on retient la valeur d'amplification maximale afin d'obtenir l'enveloppe des amplifications sur l'ensemble du spectre. Cette approche est conservatrice puisqu'elle suppose alors que l'on ne retient systématiquement que le cas où les périodes fondamentales de la structure et de la charpente sont identiques.

6.2.3 Exemple

Un exemple est présenté ci-après avec les hypothèses suivantes :

- Zone de sismicité 3 avec $a_g = 1,1 \text{ m/s}^2$
- Classe de sol C soit un coefficient $S = 1,5$

Ceci permet de générer un accélérogramme en respectant les recommandations décrites dans la norme EN 1998-1.

On vérifie le spectre obtenu par rapport au spectre de réponse cible de l'EN 1998-1 de l'ouvrage (spectre envoyé en pieds de fermettes). Avec l'hypothèse d'un bâtiment avec un coefficient de comportement $q = 2,5$, on obtient :

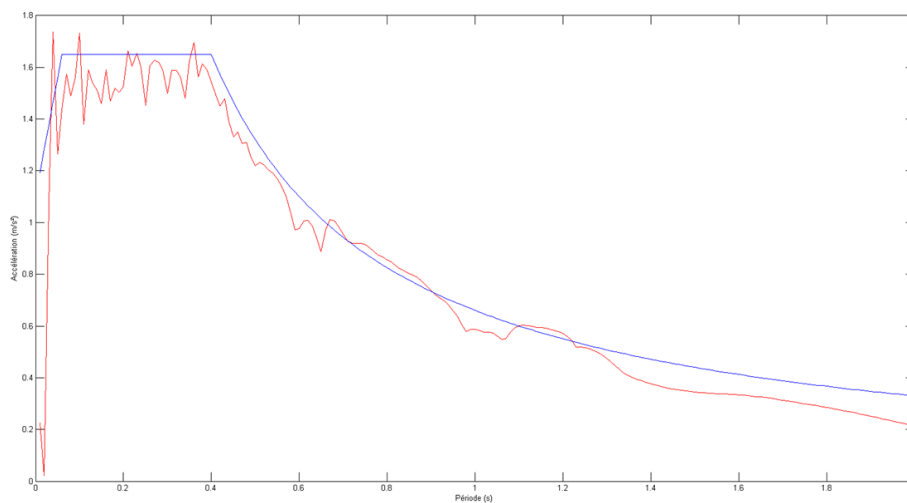


Figure 6-5 : Comparaison entre le spectre calculé et le spectre cible

NOTE : Lorsque la différence moyenne entre le spectre obtenu et le spectre cible est supérieure à 5%, un nouvel accélérogramme est généré.

On procède ensuite à la résolution du système par la méthode de Newmark et au calcul des spectres de réponse de la charpente dans les sens X et Y.

Dans le cas d'une charpente de période fondamentale $T = 0,08 \text{ s}$ dans le sens X (dans le plan des fermes) avec l'hypothèse d'un coefficient de comportement $q = 1,5$, on obtient le spectre de réponse ci-après au niveau de la charpente.

Dans la Figure 6-6, la légende « spectre envoyé » correspond au spectre envoyé à la base de la charpente, c'est-à-dire le spectre de réponse de la structure. La légende « spectre de réponse $q=1,5$ » est le spectre de réponse de la charpente.

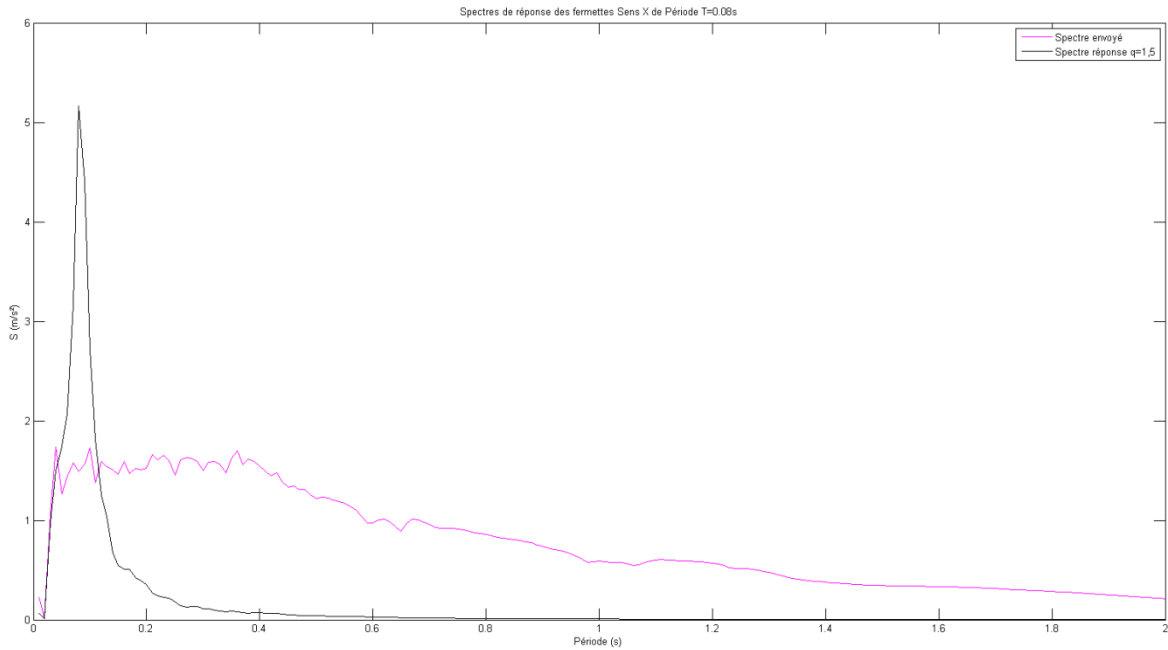


Figure 6-6 : Spectres de réponse - Sens X

On observe une amplification importante à la période fondamentale de la charpente ($T = 0,08$ s) de l'ordre d'un facteur 4. Pour cette configuration, c'est cette valeur maximale qui est retenue.

Dans le cas d'une charpente de période fondamentale $T = 0,13$ s dans le sens Y (perpendiculairement au plan des fermes) avec l'hypothèse d'un coefficient de comportement $q = 5$, on obtient le spectre de réponse ci-après au niveau de la charpente.

Dans la Figure 6-7, la légende « spectre envoyé » correspond au spectre envoyé à la base de la charpente, c'est-à-dire le spectre de réponse de la structure. La légende « spectre de réponse $q=5$ » est le spectre de réponse de la charpente.

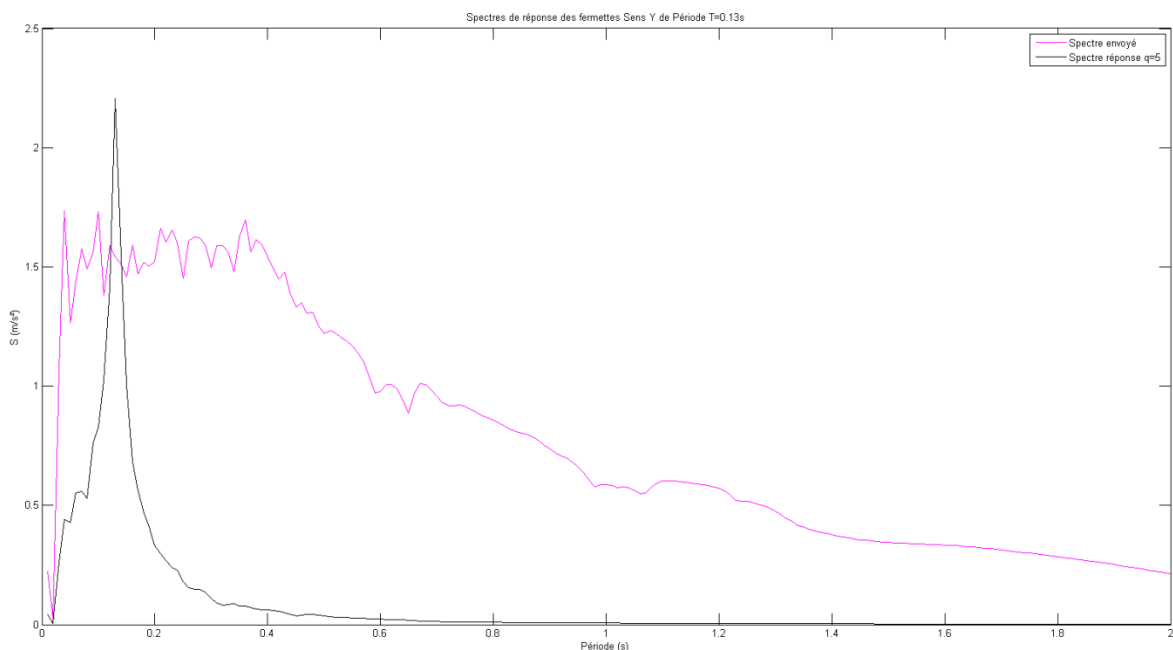


Figure 6-7 : Spectres de réponse - Sens Y

On observe une amplification à la période fondamentale de la charpente ($T = 0,13$ s) de l'ordre d'un facteur 1,2. Pour cette configuration, c'est cette valeur maximale qui est retenue.

En balayant l'ensemble des périodes fondamentales de 0,05 s à 1 s pour la charpente, on obtient alors les enveloppes des spectres de réponses de la charpente dans les deux directions X ($q=1,5$) et Y ($q=5$). Les enveloppes sont ici normalisées par a_g .

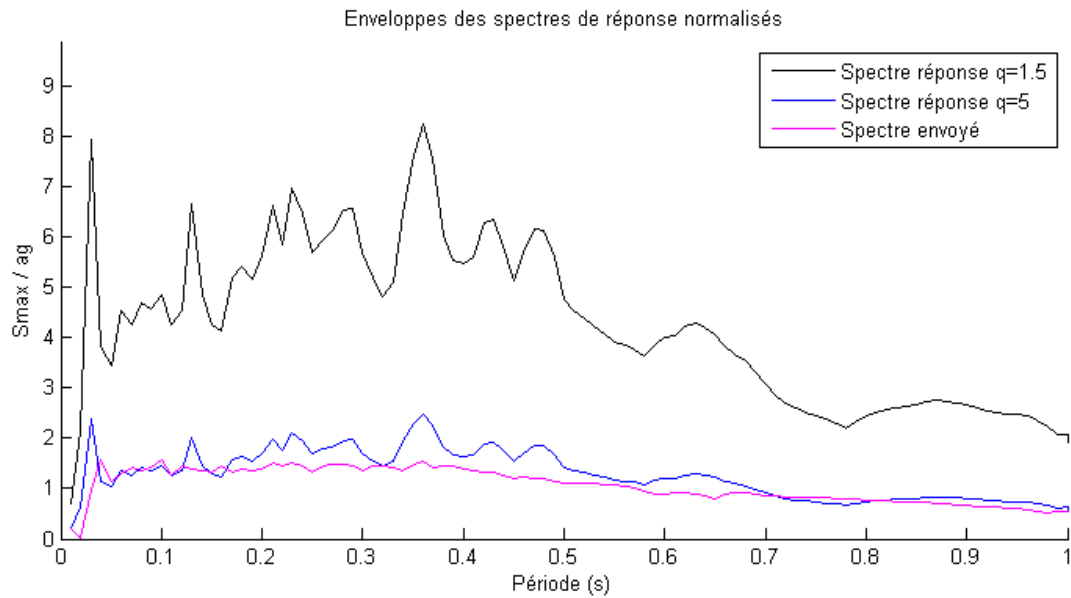


Figure 6-8 : Enveloppes des spectres de réponse

On le représente ensuite en terme d'amplifications maximales, c'est-à-dire le rapport entre le spectre de réponse de la structure et l'enveloppe des spectres de réponse de la charpente.

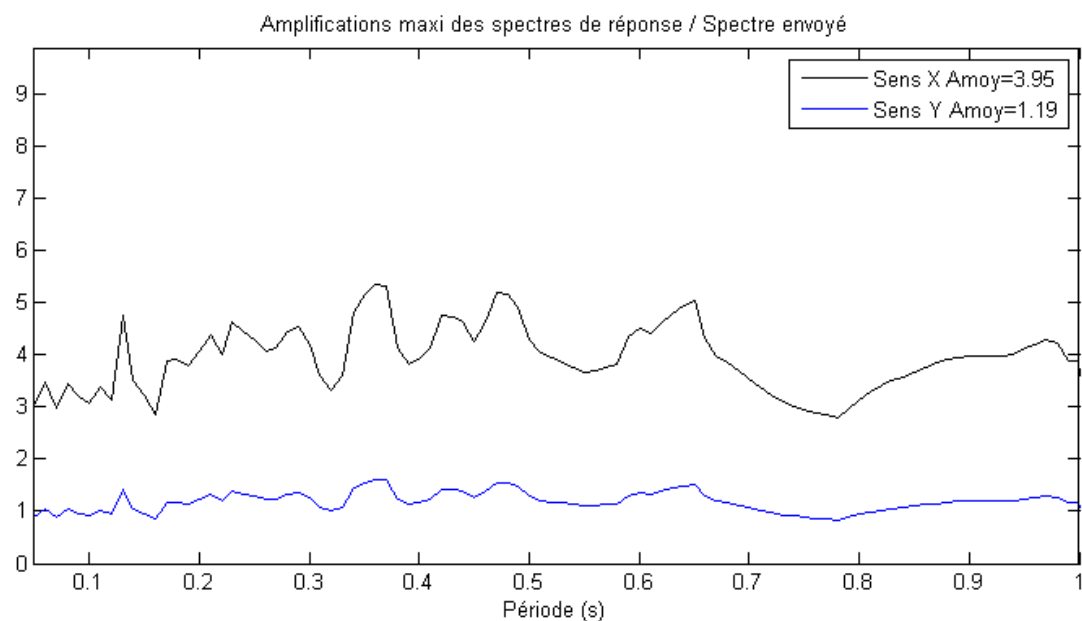


Figure 6-9 : Amplifications

Dans cet exemple, on obtient une amplification maximale moyenne de 3,95 dans le sens X et 1,19 dans le sens Y pour une charpente de période fondamentale comprise entre 0,05 s et 1 s avec $q = 1,5$ dans le sens X et $q = 5$ dans le sens Y, et ancrée sur un bâtiment en zone de sismicité 3 sur un sol de classe C et ayant un coefficient de comportement de 2,5.

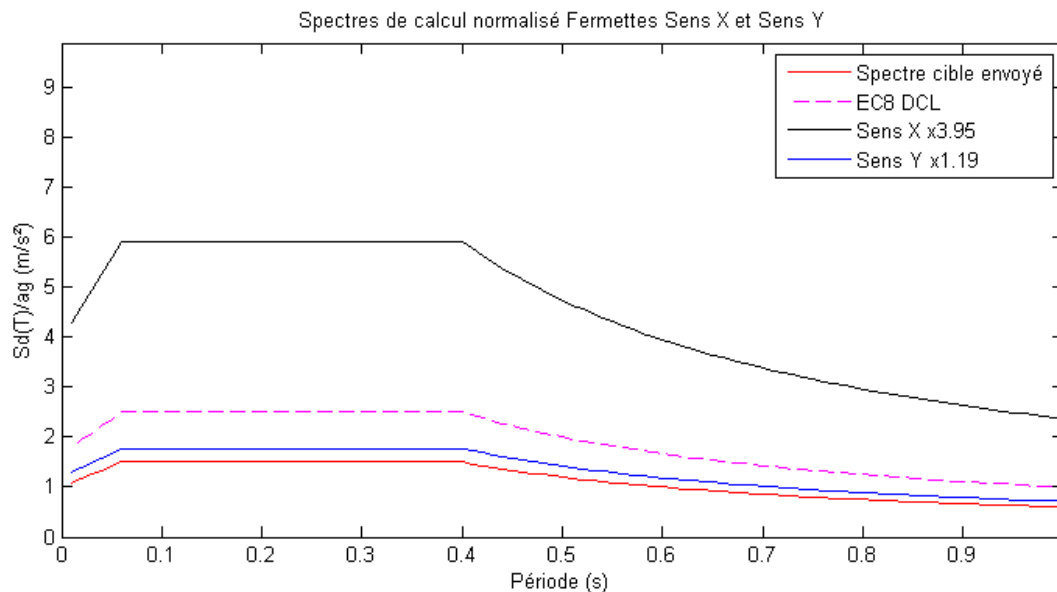


Figure 6-10 : Application de l'amplification sur le spectre EC8

En retenant ces valeurs d'amplification, on les applique au spectre de calcul de l'EN 1998-1 pour le bâtiment étudié. La Figure 6-10 donne :

- Spectre cible : Le spectre de calcul du bâtiment sur lequel la charpente est ancrée (zone de sismicité 3, Classe de sol C, $q = 2,5$) normalisé par a_g conformément à l'EN 1998-1
- Sens X : le spectre de calcul pour la charpente dans le sens X
- Sens Y : le spectre de calcul pour la charpente dans le sens Y
- EC8 DCL : A titre de comparaison, le spectre de calcul de l'EN 1998-1 pour une structure avec $q = 1,5$ (DCL)

On observe qu'en tenant compte à la fois du transfert de spectre (amplification) et des coefficients de comportement de la charpente, on obtient, par rapport au spectre de calcul de l'EN 1998-1 pour une structure en DCL :

- Une majoration du spectre de calcul dans le sens X
- Une minoration du spectre de calcul dans le sens Y

6.2.4 Synthèse

Cette approche est renouvelée sur l'ensemble de la plage de configurations couvrant le domaine donné au paragraphe 6.2.1.

Les tableaux suivants donnent les coefficients d'amplification obtenus pour des bâtiments ayant un coefficient de comportement compris entre 1,5 et 3.

Il s'agit des coefficients à appliquer au spectre de calcul $S_d(T)$ du bâtiment (calculé conformément à l'EN 1998-1) pour obtenir le spectre de calcul de la charpente tenant compte du transfert de spectre et du coefficient de comportement de la charpente respectivement 1,5 dans le sens X et 5 dans le sens Y.

		Zone 2-3-4				Zone 5			
q structure		1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3
Sol	A	3,94	3,91	4,07	3,62	3,80	3,89	3,97	3,62
	B	3,97	3,92	4,08	3,78	4,03	4,04	3,90	3,74
	C	4,05	4,09	4,05	4,00	3,83	4,13	3,90	4,00
	D	4,10	3,88	3,83	4,02	3,93	3,91	3,93	3,84
	E	4,15	4,11	4,08	3,92	4,05	3,92	4,00	4,06
	Moyenne	4,04	3,98	4,02	3,87	3,93	3,98	3,94	3,85
	Retenue	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
	Ecart	-1,0%	+0,5%	-0,6%	+3,4%	+1,8%	+0,5%	+1,5%	+3,8%

Tableau 6-1 : Amplification du spectre de réponse - Sens X (q=1,5)

Dans le sens X, il est proposé de retenir un coefficient unique de 4,0.

		Zone 2-3-4				Zone 5			
q structure		1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3
Sol	A	1,18	1,17	1,22	1,09	1,14	1,17	1,19	1,09
	B	1,19	1,18	1,22	1,13	1,21	1,22	1,17	1,12
	C	1,22	1,22	1,22	1,20	1,15	1,24	1,17	1,20
	D	1,23	1,17	1,15	1,20	1,18	1,17	1,18	1,15
	E	1,25	1,23	1,23	1,18	1,21	1,18	1,20	1,22
	Moyenne	1,21	1,19	1,21	1,16	1,18	1,19	1,18	1,16
	Retenue	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
	Ecart	-1,2%	+0,5%	-0,7%	+3,5%	+1,8%	+0,5%	+1,5%	+3,7%

Tableau 6-2 : Amplification du spectre de réponse - Sens Y (q=5)

Dans le sens Y, il est proposé de retenir un coefficient unique de 1,2.

7 Règles simplifiées proposées

7.1 Généralités

Compte tenu de l'ensemble des éléments présentés, on peut proposer deux méthodes simplifiées :

- Une première méthode basée uniquement sur l'amplification du spectre de calcul de l'ouvrage dans laquelle les coefficients de comportement de la charpente sont masqués
- Une deuxième méthode qui scinde l'effet du transfert de spectre d'une part, et les coefficients de comportement de la charpente d'autre part

Dans les deux cas, on s'appuie sur les cas « enveloppe », c'est-à-dire qu'il est supposé que la période fondamentale de la charpente est proche de la période fondamentale du bâtiment.

De plus, le cas d'une charpente irrégulière en élévation n'est pas retenue car non applicable a priori à ce type de charpente.

7.2 Proposition : Méthode A

Cette méthode est basée sur la détermination de l'accélération spectrale de l'ouvrage (bâtiment) et sur l'application d'un coefficient d'amplification pour chacune des directions principales de la charpente.

On entend par directions principales, la direction dans le plan des fermes pour la justification des fermes et la direction perpendiculaire au plan des fermes pour la justification des systèmes de stabilité.

Le coefficient d'amplification prend ainsi en compte le transfert de spectre et les coefficients de comportement de la charpente qui sont ainsi masqués.

Le calcul de l'action sismique est mené comme suit :

1. Choix des hypothèses (zone de sismicité, accélération du sol, classe de sol, catégorie d'importance et coefficient de comportement du bâtiment, ...)
2. Détermination de la période fondamentale T_1 du bâtiment (par exemple en utilisant la formule forfaitaire de l'EN 1998-1)
3. Détermination de l'accélération spectrale $S_d(T_1)$ pour le bâtiment
4. Détermination de l'accélération spectrale $S_{d,ch}$ pour la charpente :

$$S_{d,ch} = C_{as} \cdot S_d(T_1)$$

Avec C_{as} le coefficient d'amplification spectrale tel que :

Sens de l'action sismique	C_{as}
Dans le plan des fermes	4
Perpendiculairement au plan des fermes	1,2

7.3 Proposition : Méthode B

Cette méthode est basée sur la détermination de l'accélération spectrale de l'ouvrage (bâtiment) et sur l'application d'un coefficient d'amplification représentant le transfert de spectre et des coefficients de comportement pour chacune des directions principales de la charpente.

On entend par directions principales, la direction dans le plan des fermes pour la justification des fermes et la direction perpendiculaire au plan des fermes pour la justification des systèmes de stabilité.

Le calcul de l'action sismique est mené comme suit :

1. Choix des hypothèses (zone de sismicité, accélération du sol, classe de sol, catégorie d'importance et coefficient de comportement du bâtiment, ...)
2. Détermination de la période fondamentale T_1 du bâtiment (par exemple en utilisant la formule forfaitaire de l'EN 1998-1)
3. Détermination de l'accélération spectrale $S_d(T_1)$ pour le bâtiment
4. Détermination de l'accélération spectrale $S_{d,ch}$ pour la charpente :

$$S_{d,ch} = \frac{6 \cdot S_d(T_1)}{q_{charpente}}$$

Avec les coefficients de comportement pour la charpente tels que :

Sens de l'action sismique	$q_{charpente}$
Dans le plan des fermes	1,5
Perpendiculairement au plan des fermes	5

8 Règles de moyens proposées

8.1 Généralités

Sur la base de la méthode B présentée, un outil de calcul a été développé sous la forme d'une feuille Excel.

Sismicité et Spectre de réponse

Catégorie d'importance: II (Habitation individuelle ; ERP 4e et 5e ; cat. hors établissements scolaires ; bureaux)

Zone à risque sismique: Modéré - 3

Classe de sol: C

Ouvrage

Longueur = 12,0 m
 Largeur (portée) = 8,0 m
 Masse totale = 5998 kg
Masse à stabiliser = 5614 kg (demi-pignon inférieur en moins)
 Coefficient de comportement q (ouvrage) = 3,0

Charpente industrialisée

Fermettes :

Portée = 8,0 m
 Pente = 30,0% soit 16,7°
 Entraxe = 0,95 m
 Epaisseur = 36 mm

Section AFA : 25 x 100 mm h = 100 mm b = 25 mm
 Nbre total = 4 estimé : 5

Section CVS : 25 x 72 mm h = 72 mm b = 25 mm
 Nbre total = 6 estimé : 10

SENS X (Plan des fermettes) T_{1x} = 0,08 s SENS Y (Plan des AFA/CVS) T_{1y} = 0,13 s
 Périodes fondamentales
 Coefficients de comportement q : SENS X = 1,5 SENS Y = 5,0

Assemblage CVS/Fermettes

Fixations: Pointe 2,8 x 70 mm
 Nombre de fixations par point d'ancrage intermédiaire: 2
 Nombre de fixations aux extrémités: 3

Assemblage AFA/Fermettes

Fixations: Pointe 2,8 x 70 mm
 Nombre de fixations par point d'ancrage: 2

Assemblage ESA

Fixations: Pointe 3,1 x 90 mm
 Nombre de fixations par point: 5
 Epaisseur entretoise: 36 mm

Equerres en pieds de fermettes

Equerres: Type ES/2

Calculées en sur-résistance x1,1

Estimation des masses

Couverture

Surface développée = 100,2 m²
 Masse surfacique = 45 kg/m²
 Masse totale = 4510 kg

Charpente

Surface = 96,0 m²
 Masse surfacique = 7,5 kg/m²
 Masse totale = 720 kg

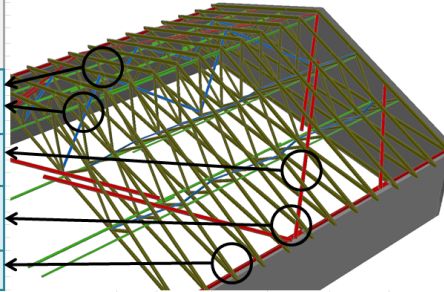
Pignons

Surface = 19,2 m²
 Masse surfacique = 40 kg/m²
 Masse totale = 768 kg

TOTAL = 5998 kg

Synthèse des vérifications ELU

	Barre	Fixation/Cl	Fixation extr.
AFA	74%	48%	87%
CVS	51%	49%	80%
	Min	Max	
Equerres	12%		79%



Vérification en situation de séisme

Calcul des forces latérales équivalentes

Calcul selon l'EN 1998-1

Coef. de comportement q ouvrage	3,0
accélération de sol de référence a _g	1,1 m/s ²
Coefficient d'importance du bâtiment η	1
accélération de sol a _g	1,1 m/s ²
Spectre de type	2
Coefficient de sol S	1,5
T _s	0,06 s
T _c	0,4 s
T _D	2 s

Accélération de calcul

	SENS X (Plan des fermettes)	SENS Y (Plan des AFA/CVS)
Périodes fondamentales T _{1x}	0,08 s	T _{1y} 0,13 s
Coef. de comportement q	1,5	q 5,0
accélération du spectre de calcul OUVRAGE S _d (T _{1x})	1,38 m/s ²	S _d (T _{1y}) 1,38 m/s ²
accélération du spectre de calcul S _d (T _{1x})	5,50 m/s ²	S _d (T _{1y}) 1,65 m/s ²

Masses et Efforts

Masse	5614 kg	F _{ad,T} = 9,26 kN
Force horizontale F _{ad,x}	30,88 kN	

Combinaisons ELU selon NF EN 1990+NA et EN 1998-1 (pour les ancrages)

	Ad	
	Ex	Ey
Ex	30,88 kN	0,00 kN
Ey	0,00 kN	9,26 kN
Ex + 0,3.Ey	30,88 kN	2,78 kN
Ey + 0,3.Ex	9,26 kN	9,26 kN

Vérification selon EN 1995-1-1 + A1 + NA (+A2)

Compression des AFA

Résistance caractéristique en compression axiale R _{0,9,Rk}	4,0 kN
k _{mod}	1,1
γ _{accidentel}	1,0
Résistance de calcul en compression axiale R_{0,9,Rd}	4,43 kN
Force horizontale totale F _{ad}	9,26 kN
Compression axiale induite N_{0,9,d}	3,28 kN (AFA à 45°) 74%

Assemblage des AFA/Fermettes

Résistance caractéristique en cisaillement F _{v,Rk}	1,24 kN
k _{mod}	1,1

Résistance de calcul en cisaillement $F_{v,Rd} = 3,75 \text{ kN}$			
Effort de calcul en cisaillement $F_{v,Ed} = 3,28 \text{ kN}$		87%	
Compression des CVS			
Résistance caractéristique en compression axiale $R_{d,0,Rk} = 2,9 \text{ kN}$			
$k_{mod} = 1,1$			
$\gamma_{M,accidental} = 1,0$			
Résistance de calcul en compression axiale $R_{d,0,Rd} = 3,2 \text{ kN}$			
Force horizontale totale $F_{hd} = 9,26 \text{ kN}$			
Compression axiale induite $N_{d,1,d} = 1,64 \text{ kN}$	(CVS à 45°)	51%	
Assemblage des CVS/Fermettes			
Résistance caractéristique en cisaillement $F_{v,Rk} = 1,24 \text{ kN}$			
$k_{mod} = 1,1$			
$\gamma_{M,accidental} = 1,0$			
Résistance de calcul en cisaillement $F_{v,Rd} = 1,37 \text{ kN}$			
Effort total dans le CVS = 1,64 kN			
Nbre de points de fixation par CVS = 3 * estimé à nbre AFA/fermettes / 2			
Effort de calcul en cisaillement sur une fixation CVS $F_{v,Ed} = 0,55 \text{ kN}$		40%	
Assemblage en extrémité des CVS/Fermettes en sur-résistance			
Résistance caractéristique en cisaillement $F_{v,Rk} = 1,87 \text{ kN}$			
$k_{mod} = 1,1$			
$\gamma_{M,accidental} = 1,0$			
Sur-résistance = 1,0			
Résistance de calcul en cisaillement $F_{v,Rd} = 2,05 \text{ kN}$			
Effort de calcul en cisaillement en extrémité d'un CVS $F_{v,Ed} = 1,64 \text{ kN}$		80%	
Equerres d'ancrage en sur-résistance			
Résistance caractéristique en cisaillement sens X $F_{v,Rk} = 2,90 \text{ kN}$			
Résistance caractéristique en cisaillement sens Y $F_{v,Rk} = 1,50 \text{ kN}$ (selon ATE)			
$k_{mod} = 1,1$			
$\gamma_{M,accidental} = 1,0$			
Sur-résistance = 1,1			
Résistance de calcul totale (hors plan des fermettes) $F_{u,Rd} = 44,98 \text{ kN}$			
Résistance de calcul totale (plan des fermettes) $F_{v,Rd} = 86,97 \text{ kN}$			
	Efforts	Taux de travail	
Combinaisons	$F_{v,Ed}$	$F_{ax,Rd}$	
Ex	33,97 kN	0,00 kN	76%
Ey	0,00 kN	10,19 kN	72%
Ex + 0,3.Ey	33,97 kN	3,06 kN	79%
Ey + 0,3.Ex	10,19 kN	10,19 kN	34%

Figure 8-1 : Outil de vérification

Cet outil a été exploité pour proposer des règles de moyens pour les ouvrages « courants » en catégorie d'importance II, c'est-à-dire l'habitation individuelle et petits collectifs, les ERP de 4^e et 5^e catégorie, les bureaux, ...

L'ensemble des calculs est mené conformément aux règles Eurocodes et leurs annexes nationales, notamment l'EN 1995-1-1 et l'EN 1998-1, et à la réglementation en vigueur (arrêté et décrets « séisme »).

Les AFA et les CVS sont supposés travailler simultanément, c'est-à-dire que la totalité des efforts induits par l'action sismique est répartie sur les AFA et les CVS pour la justification des éléments de stabilité en bois et les fixations.

Les pignons sont considérés comme une masse sans raideur distribuée à part égale sur la base du pignon (sablière) et sur la charpente.

Ces propositions sont destinées à servir de base de travail pour l'élaboration d'un texte à destination des professionnels.

8.2 Hypothèses et domaine d'application retenus

Les hypothèses et le domaine d'application retenus sont les suivants :

Sismicité :

- Zone à risque sismique modéré ou moyen (zone 3 ou 4)
- Classe de sol A, B, C, D ou E

Bâtiment :

- Catégorie d'importance II
- Régulier en maçonnerie chaînée ou ossature bois, soit $q_{bâtiment} = 3$
- Période fondamentale comprise entre T_B et T_C (au plateau du spectre)

Charpente :

- Portée des fermes de 8 m, 9,5 m et 12 m
- Pente de 30% (combles perdus) ou 100% (combles habitables)
- Fermes en épaisseur 36 mm minimum

- Barres de stabilité (AFA / CVS) en épaisseur 25 mm minimum
- Coefficients de comportement :
 - Dans le plan des fermes (sens X) : $q = 1,5$
 - Perpendiculairement au plan des fermes (sens Y) : $q = 5$
- Classes de résistance mécanique des bois :
 - Fermes : Bois massif C24
 - AFA / CVS : Bois massif C18
- Fixations conformes à l'EN 14592
- Stabilisation de type A (selon DTU 31.3)
- Ancrage de chaque pied de fermes par une équerre (type E5)
- Classe de service 2 selon l'EN 1995-1-1
- Prise en compte du flambement des AFA et CVS avec les longueurs réelles entre fermes

Masses :

- Couverture : 45 kg/m^2
- Pignons :
 - Maçonné : 175 kg/m^2
 - Ossature bois : 40 kg/m^2
- Charpente : 8 kg/m^2

Les ancrages en pied de fermes sont vérifiés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance de 1,1 conformément à la valeur recommandée au § 4.4.2 de l'EN 1998-1 pour un ancrage ductile.

8.3 Règles de moyens

Les tableaux suivants présentent les conceptions obtenues avec ces hypothèses. La mention « Équerres renforcés » signifie que la configuration nécessite des équerres ayant une plus grande résistance (type E14).

8.3.1 Bâtiments maçonnés

Portée des fermes : 8 m

Combles perdus de pente maxi 30%									
Zone 3		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extrémité
	A-B-C	8,0 m	0,95 m	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
D-E	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm	
Zone 4		Fermettes							
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extrémité
	A-B-C	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
D-E	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm	

Équerres renforcées pour : Zone 4, Sol D-E

Tableau 8-1 : Maçonnée - Combles perdus, portée 8 m, pente 30%

Combles habitables de pente maxi 100%									
Zone 3	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
Zone 4	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	8,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
	D-E	8,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm

Équerres renforcées pour : Zone 3 et 4

Tableau 8-2 : Maçonnée - Combles habitables, portée 8 m, pente 100%

Portée des fermes : 9,5 m

Combles perdus de pente maxi 30%									
Zone 3	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
Zone 4	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm

Équerres renforcées pour : Zone 4

Tableau 8-3 : Maçonnée - Combles perdus, portée 9,5 m, pente 30%

Combles habitables de pente maxi 100%									
Zone 3	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,1 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
Zone 4	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,5 mm	36 mm	2 x 3,1 mm	3 x 3,1 mm
	D-E	-	-	-	-	-	-	-	-

Équerres renforcées pour : Zone 3 et 4

Tableau 8-4 : Maçonnée - Combles habitables, portée 9,5 m, pente 100%

Portée des fermes : 12 m

Combles perdus de pente maxi 30%									
Zone 3	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	12,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
	D-E	12,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,1 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
Zone 4	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	12,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,1 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
	D-E	12,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,5 mm	36 mm	2 x 3,1 mm	3 x 3,1 mm

Équerres renforcées pour : Zone 3, Sol D-E et Zone 4

Tableau 8-5 : Maçonnerie - Combles perdus, portée 12 m, pente 30%

8.3.2 Bâtiments à ossature bois

Compte tenu des masses, les tableaux pour les bâtiments à ossature bois sont applicables aux bâtiments maçonnés sans pignon maçonné (4 pentes).

Portée des fermes : 8 m

Combles perdus de pente maxi 30%									
Zone 3	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	8,0 m	0,95 m	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	8,0 m	0,95 m	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
Zone 4	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm

Tableau 8-6 : MOB - Combles perdus, portée 8 m, pente 30%

Combles habitables de pente maxi 100%									
Zone 3	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	8,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
Zone 4	Fermettes			AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	8,0 m	0,60 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	8,0 m	0,60 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm

Équerres renforcées pour : Zone 4, Sol D-E

Tableau 8-7 : MOB - Combles habitables, portée 8 m, pente 100%

Portée des fermes : 9,5 m

Combles perdus de pente maxi 30%									
Zone 3		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,95 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,95 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
Zone 4		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,60 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm

Tableau 8-8 : MOB - Combles perdus, portée 9,5 m, pente 30%

Combles habitables de pente maxi 100%									
Zone 3		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,60 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
Zone 4		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	9,5 m	0,60 m	25 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
	D-E	9,5 m	0,60 m	25 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm

Équerres renforcées pour : Zone 4

Tableau 8-9 : MOB - Combles habitables, portée 9,5 m, pente 100%

Portée des fermes : 12 m

Combles perdus de pente maxi 30%									
Zone 3		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	12,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	2 x 2,8 mm
	D-E	12,0 m	0,70 m	25 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,1 mm	25 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
Zone 4		Fermettes		AFA			CVS		
	Sol	Portée	Entraxe max	epais.	Fixations	ESA 36mm	epais.	Fixations	Extremité
	A-B-C	12,0 m	0,70 m	36 mm	2 x 2,8 mm	4 x 3,5 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm
	D-E	12,0 m	0,60 m	36 mm	2 x 2,8 mm	5 x 3,5 mm	36 mm	2 x 2,8 mm	3 x 2,8 mm

Équerres renforcées pour : Zone 4

Tableau 8-10 : MOB - Combles perdus, portée 12 m, pente 30%

Annexe

1 Évaluation des coefficients de comportement q

Le tableau suivant donne les coefficients de comportement q évalués pour 40 séismes lors du projet SISBAT.

Aléa	Type	n°	Classe Sol	PGA Non-effondrement	q
fort	lointain	9588ya	A	6,1552	13,7
fort	lointain	4655ya	B	3,0597	6,8
fort	lointain	9618ya	B	4,3588	9,7
fort	lointain	9592ya	B	4,1719	9,3
fort	lointain	8548ya	B	10,7477	23,9
fort	lointain	8547ya	B	18,3832	40,9
fort	lointain	9589ya	B	7,86	17,5
fort	lointain	4653ya	C	2,6229	5,8
fort	lointain	8659ya	C	3,9463	8,8
fort	lointain	9623ya	C	3,0755	6,8
fort	lointain	9626ya	C	2,4327	5,4
fort	lointain	9590ya	C	3,1873	7,1
fort	lointain	9622ya	D	2,6731	5,9
fort	proche	6486ya	A	4,6687	10,4
fort	proche	6440ya	A	8,1266	18,1
fort	proche	6462ya	A	5,3728	11,9
fort	proche	0067ya	B	3,1667	7,0
fort	proche	0029ya	B	12,659	28,1
fort	proche	6663ya	B	14,542	32,3
fort	proche	0829ya	C	10,315	22,9
fort	proche	6643ya	C	16,939	37,6
fort	proche	0027ya	C	6,7685	15,0
fort	proche	6131ya	C	3,61	8,0
modéré	Nice	0661ya	A	5,065	11,3
modéré	Nice	0242ya	A	6,4264	14,3
modéré	Nice	0171ya	A	3,4379	7,6
modéré	Nice	0138ya	B	4,8127	10,7
modéré	Nice	0763y	B	8,55	19,0
modéré	Nice	1312y	B	7,2672	16,1
modéré	Nice	EF21Y	B	4,2206	9,4
modéré	Nice	6959y	B	8,896	19,8
modéré	Nice	665Y	C	5,3644	11,9
modéré	Nice	6978y	C	2,45	5,4
modéré	Nice	170y	C	3,1562	7,0
modéré	Nice	0378ya	C	2,3487	5,2

modéré	Nice	149y	D	4,8167	10,7
modéré	Nice	AWAT	D	2,9286	6,5
moyen	Lourdes	147y	B	3,2047	7,1
moyen	Lourdes	123Y	B	3,2309	7,2
moyen	Lourdes	0593ya	B	8,9748	19,9
moyen	Lourdes	1313y	B	4,2272	9,4
moyen	Lourdes	6383y	B	2,8456	6,3
moyen	Lourdes	G002	C	4,3264	9,6
moyen	Lourdes	ABIRD	C	2,2594	5,0
moyen	Lourdes	122y	C	2,6615	5,9
moyen	Lourdes	0042ya	C	3,0767	6,8
moyen	Lourdes	OPARK	C	3,608	8,0
moyen	Lourdes	AING	C	3,9421	8,8
moyen	Lourdes	8922ya	C	2,8114	6,2
moyen	Lourdes	591y	D	3,4686	7,7
moyen	Lourdes	0592ya	D	3,6901	8,2