



HAL
open science

Comportement mécanique de planchers diaphragmes en bois : semi-rigidité et résistance pour une situation sismique

Sebastian Fuentes

► **To cite this version:**

Sebastian Fuentes. Comportement mécanique de planchers diaphragmes en bois : semi-rigidité et résistance pour une situation sismique. Génie civil. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2013. Français. NNT : 2013CLF22360 . tel-01935761

HAL Id: tel-01935761

<https://theses.hal.science/tel-01935761>

Submitted on 27 Nov 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITE BLAISE PASCAL – CLERMONT II

ECOLE DOCTORALE

SCIENCES POUR L'INGENIEUR DE CLERMONT-FERRAND

Mémoire de thèse

présenté par

Sebastian FUENTES

Master 2R « innovation-mécanisme-matériaux-structure » (Université Blaise Pascal, Clermont)

Ingénieur de Polytech'Clermont-Ferrand

Ingénieur de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chili

pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITÉ

SPECIALITÉ GÉNIE CIVIL

**Comportement mécanique de planchers
diaphragmes en bois**

— semi-rigidité et résistance pour une situation sismique —

Thèse soutenue le 19 juin 2013

-Jury-

M. Hans Joachim BLAß	Professeur à Karlsruher Institut für Technologie	Rapporteur
M. Pascal PERROTIN	Maître de conférences, HDR, Université de Savoie	Rapporteur
M. Joseph GRIL	Directeur de recherche CNRS, Université Montpellier 2	Examineur
M. Alvaro PENA	Professeur associé, PUCV, Valparaiso, Chili	Examineur
M. Patrick RACHER	Maître de conférences, HDR, Université Blaise Pascal	Examineur
M. Abdelouahab KHELIL	Professeur, IUT Nancy Brabois	Examineur
M. Thierry LAMADON	Bureau Veritas	Invité
M. Eric FOURNELY	Maître de conférences, Université Blaise Pascal	Examineur/Encadrant
M. Abdelhamid BOUCHAIR	Professeur, Université Blaise Pascal	Directeur de thèse

*« Les hommes: perdent la santé pour accumuler de l'argent.
Ensuite ils perdent cet argent pour retrouver la santé
et à penser anxieusement au futur, ils en oublient le présent.
De telle sorte qu'ils finissent par ne vivre ni le présent ni le futur.
Ils vivent comme s'ils n'allaient jamais mourir
et meurent comme s'ils n'avaient jamais vécu ! »*

Dalaï lama

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je voudrais remercier mes parents Patricia ARAN et Flavio FUENTES, ma famille pour le support inconditionnel qu'ils m'ont donné dans la vie et dans cette expérience. Je remercie également mon encadrant de thèse Monsieur Eric FOURNELY pour sa confiance, sa disponibilité et pour toutes ses remarques constructives depuis je suis en France. Sans son aide mon travail n'aura jamais arrivé au bout.

Je remercie aussi mon directeur de thèse, Monsieur Abdelhamid BOUCHAIR, qui m'a donné l'opportunité de réaliser ma recherche au sein de l'institut Pascal. Il a toujours été disponible pour superviser mes travaux et me donner des précieux conseils. Je remercie également les membres du jury qui ont accepté d'examiner mon travail et tout particulièrement les rapporteurs Messieurs Pascal PERROTIN et Hans Joachim BLAß qui m'ont apporté de précieuses remarques.

Je n'oublie pas mes amis Claude, Sebastien, Daniel, Tanguy, Aline, Vincent, Isabelle, Esteban, Marcos, Tomas, Patricia, Matias, Pablo, Jean Philippe, Nicolas x2, Fabien, Jelena, Benjamin, Juan Carlos, Camille x2, Alex, Fernando, Javier... merci pour tout.

RESUME

Pour les structures en bois comme pour les autres techniques de construction, les planchers jouent un rôle important dans le comportement global d'un bâtiment soumis à une sollicitation sismique. En plus de la reprise des efforts verticaux, ces planchers assurent le transfert des efforts horizontaux vers les murs de contreventement (fonction diaphragme). Pour cette fonction, le plancher peut être assimilé à une poutre courte disposée horizontalement et supportée par plusieurs appuis semi-rigides (murs de contreventement). En conséquence, la distribution des efforts sur les murs de contreventement est directement liée au rapport entre leurs raideurs et celle du plancher dans son plan.

Les planchers en bois traditionnels sont généralement composés par une poutraison (des solives, des entretoises et des poutres de chaînage) et une surface plane composée d'une juxtaposition de panneaux. La connexion panneaux-poutraison est généralement réalisée par des clous. Le dimensionnement de ces planchers est souvent piloté par les charges verticales et les caractéristiques mécaniques dans le plan sont rarement contrôlées.

Le comportement mécanique des planchers diaphragmes en bois est peu étudié dans la littérature. La présente thèse aborde ce comportement en s'appuyant sur trois approches : analytique, numérique (M.E.F.) et expérimentale. L'approche analytique s'inspire de celle utilisée par les codes de calcul sismique nord-américains. La modélisation numérique prend en compte la configuration géométrique réelle des diaphragmes ainsi que les effets non-linéaires matériels et géométriques. Deux types de modèles numériques sont proposés : « détaillé » et « simplifié ». Le modèle détaillé, utilisant des éléments de poutres et de coques, permet d'étudier la distribution des contraintes internes au sein du plancher. Le modèle simplifié, moins coûteux, s'appuie sur des éléments poutres et barres. Il permet de réaliser des analyses de sensibilité et il peut être utilisé dans des analyses de structures avec géométries complexes.

Une campagne expérimentale est conduite sur des planchers en bois. Deux planchers ($2,4 \times 7,2 \text{m}^2$), avec et sans entretoises, sont testés en flexion dans leur plan. Une instrumentation riche composée de capteurs de déplacement, d'inclinomètres et d'un système de mesure sans contact, sont utilisés pour suivre le comportement de ces planchers aux niveaux global et local. Les observations expérimentales montrent un comportement fortement non-linéaire avec une influence importante des entretoises sur la raideur et la résistance. La rupture des panneaux est due à la flexion à mi portée ou à la compression près des angles en contact. La comparaison avec les résultats expérimentaux a permis de valider les modèles numériques développés. Ces modèles révèlent une forte participation de la connexion panneaux-poutraison aux comportements mécaniques des planchers aux niveaux global et local.

Le modèle numérique simplifié est utilisé pour mener une étude de sensibilité des planchers avec trémies. Ainsi, treize configurations de planchers sont analysées en vue d'identifier les positionnements les plus défavorables des trémies. Par ailleurs, l'application du modèle analytique montre qu'il représente correctement la phase linéaire du comportement des planchers qui est un paramètre utilisable dans les analyses à l'état limite de service. Les résultats numériques et expérimentaux obtenus constituent une bonne base pour étendre le domaine d'application du modèle analytique.

Mots Clés : Plancher bois, diaphragmes, modélisation non linéaire, expérimentation.

ABSTRACT

In timber structures as other, floors play an important role in the overall behaviour of a building subjected to seismic loading. In addition to the vertical forces, these floors transfer horizontal forces to the shear walls (diaphragm function). For this function, the floor can be considered as a short beam placed horizontally and supported by semi-rigid supports (shear walls). Therefore, the force distribution on the shear walls is directly related to the in-plane stiffness ratio between floors and shear walls.

Traditional wooden floors are usually composed by joists framing (joist, struts, chords beams) and a surface made by juxtaposed panels. The panel-joist framing connection is usually made by nails. Size of the floors elements is often driven by the vertical loads, thus mechanical properties in the plane are rarely checked.

The in-plane behaviour of timber floor is poorly studied in the literature. This thesis studies this behaviour using three approaches: analytical, numerical (FEM) and experimental. The analytical approach is based on that used in North American codes of seismic design. Numerical models take into account the actual geometry of the timber diaphragms and nonlinear effects (material and geometric). Two types of numerical models are proposed: "detailed" and "simplified". The detailed model, based on beams and shell elements, allows studying the distribution of internal stresses in the floor. The simplified model uses beams and bar elements. It allows carrying out sensitivity analysis and can be used to study complex geometries of floors.

An experimental campaign is conducted on timber floors. Two floors (2,4 x7,2m²), in blocked or unblocked configuration, are tested in bending in their plane. Displacement transducers, inclinometers and a camera measuring system are used for monitoring the behaviour of floors at global and local levels. The experimental observations show a highly nonlinear behaviour with a significant influence of struts on the stiffness and strength. Panels failure due to bending and compression in the corners were observed. The comparison between experimental and numerical results allows validating the numerical models. These models show a significant participation of the panels-joist framing connection on the global and local mechanical behaviour of floors.

The simplified model is used to conduct a sensitivity analysis of floors with hoppers. Thirteen floors configurations are analyzed to identify the most unfavourable configurations of hoppers position. Furthermore, the analytical model represents well the linear phase of floors behaviour. The numerical and experimental results obtained provide a good basis to expand the scope of the analytical model.

Key words: Timber floors, diaphragms, non-linear models, experimental approach

RESUMEN

Tanto en las estructuras de madera como en otras técnicas de construcción, las losas juegan un importante rol en el comportamiento global de un edificio sometido a una solicitación sísmica. Además de las cargas verticales, las losas deben transmitir las cargas horizontales hacia los muros de corte (función diafragma). En esta función, la losa puede ser tratada como una viga corta puesta horizontalmente y apoyada sobre soportes semi-rígidos (muros de corte). En consecuencia, la distribución de fuerzas entre los distintos muros de corte es determinada por la relación de rigidez entre estos muros y la losa.

Las losas tradicionales de madera son generalmente compuestas por un envigado (vigas transversales, canes o separadores, vigas periféricas) y una superficie construida con paneles yuxtapuestos. La conexión entre los paneles y el envigado es generalmente realizada con clavos. El dimensionamiento de estos elementos es habitualmente determinado por las cargas verticales, de esta manera las propiedades mecánicas en el plano de estas losas, son raramente controladas.

El comportamiento mecánico de los diafragmas de madera ha sido poco estudiado en la literatura. Esta tesis aborda este comportamiento a partir de tres enfoques: analítico, numérico (Elementos Finitos) y experimental. El método analítico considerado se basa en las ecuaciones propuestas por los códigos de diseño sísmico norteamericanos. La modelización numérica tiene en cuenta la configuración geométrica real de las losas y los efectos no-lineales de origen material y geométrico. Dos tipos de modelos numéricos son propuestos: "detallado" y "simplificado". El modelo detallado, es construido a partir de elementos finitos de tipo vigas y planos. Este modelo es utilizado principalmente para estudiar la distribución de esfuerzos internos en las losas. El modelo simplificado, construido a partir de elementos de vigas y barras, es utilizado para conducir análisis de sensibilidad.

Un estudio experimental sobre losas de madera es presentado. Dos losas ($2,4 \times 7$, 2m^2) con y sin separadores son testeadas en flexión en su plano. Un sistema de instrumentación compuesto por transductores de desplazamiento, inclinómetros y videocámaras, fueron utilizados para monitorear el comportamiento global y local de las losas. Las observaciones experimentales muestran un comportamiento altamente no-lineal con una fuerte influencia de los separadores sobre la rigidez y resistencia de la estructura. Los modos de ruptura observados corresponden a la ruptura de paneles en flexión y a la compresión local debido a transmisión de esfuerzos por contacto. La comparación de resultados experimentales y numéricos permite validar los modelos propuestos. Estos modelos muestran una fuerte participación de la conexión paneles-envigado sobre el comportamiento mecánico global y local de las losas.

El modelo numérico simplificado es utilizado para llevar a cabo un análisis de sensibilidad de losas con aberturas de escalera. Trece configuraciones de losas son analizadas para identificar la posición de abertura más desfavorable. Por otra parte, el modelo analítico representa correctamente el comportamiento de las losas en fase lineal. Los resultados numéricos y experimentales obtenidos proporcionan una buena base para ampliar el dominio de aplicación de este modelo analítico.

Palabras claves: Losas de madera, diafragmas, modelos no-lineales, experimentación.

TABLE DE NOTATIONS ET DE SIGLES

a	: Distance entre les connecteurs et le bord du panneau
A_b	: Section d'une barre semi-rigide
A_c	: Section des poutres de chaînage
A_{cc}	: Section de la poutre de connexion panneaux-poutraison..
A_d	: Section transversale des diagonales de treillis de panneau
A_m	: Section transversale des montants de mur
a_{pan}	: Largeur de panneau
A_s	: Section de cisaillement des panneaux
B	: Largeur de mur de contreventement
b_c	: Largeur des poutres de chaînage
d	: Distance entre le centre de gravité du plancher les poutres de chaînage
D	: Diamètre des connecteurs d'assemblage de chaînage
d_{cc}	: Diamètre de la poutre de connexion panneaux-poutraison
d_{CIB}	: Distance des bras de camera aux cibles
d_{pan}	: Longueur de la diagonal de panneau
d_s	: Entraxe des solives
d_v	: Déplacement vertical d'un panneau dû à l'effort de tranchant
E	: Module de Young
E_b	: Module de Young des barres semi-rigides
E_c	: Module de Young des poutres de chaînage
E_{cc}	: Module de Young de la poutre de connexion panneaux-poutraison.
$e_{cisaillement}$: Allongement de la longueur de la diagonale d'un panneau dû à l'effort de cisaillement
$e_{connexion}$: Allongement de la diagonal du cadre (poutraison) due au glissement des connecteurs
E_d	: Module de Young des diagonales de treillis de panneau
E_m	: Module de Young des montants du mur
e_n	: Glissement de connecteur panneaux-poutraison, panneaux-cadre
E_p	: Module de Young des panneaux
f_{3c}	: Force maximal du premier cycle de la troisième étape de chargement
f_{max}	: Force maximale des éprouvettes de cisaillement des connecteurs
f_{ya}	: Limite élastique analytique de plancher
f_{ye}	: Limite élastique expérimentale de plancher
f_{yn}	: Limite élastique numériquement de plancher
G	: Module de cisaillement
G_a	: Module de cisaillement réduit des panneaux
G_d	: Module de cisaillement de plancher selon N.E.H.R.P.
G_p	: Module de cisaillement des panneaux (voiles travaillants)
H	: Hauteur de mur de contreventement
h'	: Hauteur des éléments longitudinaux des treillis de panneau
h_c	: Hauteur des poutres de chaînage
h_{pan}	: Longueur de panneau
h_s	: Hauteur d'une solive
I	: Moment d'inertie en flexion
I_{cc}	: Moment d'inertie de la poutre de connexion panneaux-poutraison
I_{cz}	: Moment d'inertie des poutres de chaînage autour l'axe z
I_{lz}	: Moment d'inertie des éléments longitudinaux des treillis de panneau
I_m	: Moment d'inertie des montants du mur
I_{pz}	: Moment d'inertie d'un panneau autour l'axe z

j_x	: Jeu entre les panneaux
k	: Rigidité axial d'un ressort
k_a	: Rigidité axial de l'assemblage d'ancrage
k_c	: Rigidité axial des assemblages de chaînage
k_{cn}	: Rigidité en phase élastique de la connexion panneaux-poutraison
k_{mur}, k_m	: Raideur de mur de contreventement dans son plan
k_n	: Rigidité axial d'un ressort orienté en direction n .
$k_{plancher}, k_p$: Raideur de plancher dans son plan
k_{sa}	: Raideur calculée analytiquement en phase élastique-linéaire de plancher
k_{se}	: Raideur expérimentale en phase élastique-linéaire de plancher
k_{sn}	: Raideur calculée numériquement en phase élastique-linéaire de plancher
L	: Longueur de plancher
l_b	: Longueur d'une barre semi-rigide
L_{cc}	: Longueur de la poutre de connexion panneaux-poutraison..
L_{CIB}	: Longueur de bras de camera
L_{cp}	: Longueur d'élément poutre modélisant les assemblages de chaînage
l_{t1}	: Longueur horizontale d'une section de treillis de panneau
l_{t2}	: Hauteur d'une section de treillis de panneau de panneau
l_{t3}	: Longueur de la diagonale d'une section de treillis de panneau
\bar{N}_b	: Effort axial sur une barre semi-rigide i dû à la charge virtuelle unitaire
N_b	: Effort axial sur une barre semi-rigide i dû aux sollicitations réelles
N_n	: Force sollicitant sur l'assemblage de chaînage
Q	: Charge répartie
r_x	: Rotation autour l'axe x
r_y	: Rotation autour l'axe y
r_z	: Rotation autour l'axe z
t_f	: Epaisseur effective de cisaillement des panneaux
u_a	: Déplacement axial du nœud a d'un ressort
u_b	: Déplacement axial du nœud b d'un ressort
u_x	: Déplacement suivant l'axe x
u_y	: Déplacement suivant l'axe y
u_z	: Déplacement suivant l'axe z
V	: Effort de cisaillement par unité de longueur de mur de contreventement
V_{max}	: Effort tranchant maximal
$v_{max,pan}$: Part de l'effort de tranchant reprise par un panneau d'extrémité
v_n	: Force moyenne sur chaque connecteur avec un espacement constant
V_n	: Force de cisaillement maximal sur un connecteur
v_n'	: Force moyenne sur chaque connecteur espacé non-uniformément
$V_s(ASD)$: Résistance nominale au séisme selon la méthode <i>A.S.D.</i>
W	: Largeur du plancher
$\Delta_{ancrage}$: Déflexion due au glissement des assemblages d'ancrage des murs
$\Delta_{chaînage}$: Déflexion due au glissement des assemblages de continuité de chaînage
$\Delta_{cisaillement}$: Déflexion par l'effet de l'effort de cisaillement
$\Delta_{connexion}$: Déflexion due à la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison/ossature en bois
$\Delta_{flexion}$: La déflexion par l'effet du moment fléchissant
Δ_{mur}	: Déplacement maximal des murs dans son plan
$\Delta_{plancher}$: Flèche maximale à mi-portée dans le plan de plancher
Δ_t	: Déplacement vertical maximal d'une section de treillis de panneau
β	: Facteur de dimensions des panneaux
γ	: Angle des efforts sur un connecteur par rapport à l'axe longitudinal du plancher

δ_c	: Glissement d'un assemblage de chaînage
φ	: Angle entre la direction de déplacement du connecteur et la diagonale du panneau
θ	: Angle de la diagonale du panneau
ψ	: Angle des diagonales du treillis modélisant un panneau

A.F.P.A.	: American Forest & Paper Association
A.P.A.	: American Plywood Association
A.S.C.E.	: American Society of Civil Engineers
A.S.D.	: Allowable Stress Design
A.T.C.	: Applied Technology Council
C.L.T.	: Cross-laminated timber
C.N.R.S.	: Centre National de la Recherche Scientifique
C.U.R.E.E.	: Consortium Of Universities For Research In Earthquake Engineering
D.F.P.A.	: Douglas-Fir Plywood Association
I.B.C.	: International Building Code
M.E.F.	: Méthode Eléments Finis
M.O.B.	: Maison à Ossature en Bois
N.E.H.R.P.	: National Earthquake Hazards Reduction Program
O.S.U.	: Oregon State university
R.d.C.	: Rez-de-chaussée
R.d.M.	: Résistance de Matériaux
S.D.P.W.S.	: Special Design Provisions for Wind and Seismic
U.o.D.	: University of Delaware
V.P.I.	: Virginia Polytechnic Institute
W.F.P.L.	: Western Forest Products Laboratory
W.S.U.	: Washington State University

TABLE DE FIGURES

Figure I-1. Configurations courantes de planchers diaphragmes en bois.....	34
Figure I-2. Configuration courante d'un mur de contreventement à ossature en bois avec une ouverture.	35
Figure I-3. Schéma de distribution des efforts d'origine sismique d'un bâtiment composé par des diaphragmes.....	36
Figure I-4. Plancher-diaphragme réagissant comme une poutre en I de grande hauteur (poutre courte).....	37
Figure I-5. Modélisation d'un plancher comme une poutre sur trois appuis élastiques (trois murs).....	38
Figure I-6. Variation de la distribution des efforts sur les murs en fonction du rapport de raideur murs/plancher.....	38
Figure I-7. Déformation globale et locale des planchers diaphragmes.....	39
Figure I-8. Structure (MOB) testée par Phillips.	42
Figure I-9. Structure testée par Filiatrault.....	43
Figure I-10. Différentes configurations de planchers testés par Wescott.....	45
Figure I-11. Modèle numérique proposé par Foschi	47
Figure I-12. Modèle de connexion par 2 ressorts orthogonaux proposé par Itani et Cheung.....	48
Figure I-13. Modèle proposé par Dolan.....	50
Figure I-14. Modèle de connexion par 2 ressorts orientés proposé par Judd.....	53
Figure I-15. Différentes bornes de classement des planchers selon leur raideur.....	59
Figure I-16. Distribution des efforts sismiques selon le type de plancher	60
Figure I-17. Comportement des connecteurs dans le plancher.	64
Figure I-18. Déformée d'un panneau dû au glissement de la connexion.....	64
Figure I-19. Déformée d'un panneau dû aux efforts de cisaillement.....	65
Figure I-20. Effet des assemblage de continuité des poutres de chaînage.	67
Figure I-21. Poutre treillis composé par de sections rigides et ressorts.	67
Figure I-22. Modélisation du déplacement horizontal d'un mur dû au glissement de l'assemblage d'ancrage.	71
Figure II-1. Modélisation de la poutraison par éléments finis de type poutre.....	85
Figure II-2. Modèle de panneau en fonction de poutre en console.....	86
Figure II-3. Comparaison des contraintes pour différents éléments de coques (demi-hauteur de panneau).	87
Figure II-4. Utilisation des treillis pour modéliser des diaphragmes en bois.	88
Figure II-5. Modélisation des panneaux par des treillis hyperstatiques.....	89
Figure II-6. Calcul des sections des éléments de poutres horizontales.	89
Figure II-7. Treillis en console soumis à une charge ponctuelle P. Efforts sur chaque barre.	90
Figure II-8. Comparaison du déplacement entre un Treillis et un panneau en console.....	91
Figure II-9. Panneau modélisé par un treillis.....	92
Figure II-10. Ressort avec 1 degré de liberté et une rigidité axiale k.....	93
Figure II-11. Modélisation du glissement d'un clou.....	93
Figure II-12. Système de connexion à deux ressorts orthogonaux non-orientés.....	94
Figure II-13. Systèmes de modélisation des connecteurs par ressorts sous effort axial	95
Figure II-14. Modèle de connexion à deux ressorts orientés	97
Figure II-15. Modélisation de connexion par des éléments poutre en flexion.....	97
Figure II-16. Conditions limites d'élément poutre considéré.	98
Figure II-17. Modélisation d'un panneau cloué sur un cadre en bois, application des trois modèles de connexion. ...	100
Figure II-18. Courbe force-glissement moyenne de la connexion (un clou).....	101
Figure II-19. Orientation de la réaction sur les connecteurs.....	101
Figure II-20. Comparaison de résultats des différentes méthodes de modélisation de connexion.	102
Figure II-21. Modèle de contact par relation linéaire des déplacements des nœuds.	103
Figure II-22. Application des éléments auxiliaires de contact entre deux panneaux.....	104
Figure II-23. Test de contact frontal entre panneaux.....	105
Figure II-24. Distribution des contraintes σ_{xx} lors du contact entre les panneaux.....	105
Figure II-25. Résultats du modèle de contact frontal.....	105
Figure II-26. Test de contact entre deux panneaux superposés.....	106
Figure II-27. Distribution de contraintes à mi-travée sur une demi-hauteur du panneau inférieure..	106
Figure II-28. Evolution des déplacements verticaux maximaux.....	107
Figure II-29. Modélisation des assemblages de continuité de chaînage.....	108
Figure II-30. Analogie entre la déformation de l'assemblage et celle d'une poutre sous effort axial.....	108
Figure II-31. Modèle de poutre treillis avec des assemblages de chaînage.....	109

Figure II-32. Comparaison des résultats numériques et analytiques (poutre treillis).....	110
Figure II-33. Configuration complète du plancher modélisé.....	111
Figure II-34. Structure étudiée dans la première étape de modélisation.....	112
Figure II-35. Modèles de plancher avec panneau continu et connexion rigide.....	113
Figure II-36. Modèle numérique avec un panneau continu, chainages, solives, entretoises et connexion rigide.....	113
Figure II-37. Résultats de déplacement d'un plancher avec panneau continu et connexion rigide.....	114
Figure II-38. Modélisation du système de connexion panneaux-poutraison.....	115
Figure II-39. Loi force-glisement appliqué aux connecteurs.....	116
Figure II-40. Modèle de plancher avec un panneau continue et une connexion semi-rigide.....	116
Figure II-41. Influence de la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison.....	117
Figure II-42. Déformée du modèle M2 (facteur d'amplification 30) pour une charge de 20kN/m.....	117
Figure II-43. Influence de la prise en compte de la discontinuité des panneaux.....	119
Figure II-44. Ensemble des résultats de l'étape 3.....	119
Figure II-45. Déformée du modèle sans contact, chargement 20kN/m et facteur d'amplification 20.....	120
Figure II-46. Comparaison des résultats de l'étape 3.....	120
Figure II-47. Influence des discontinuités aux chaînages, comparaison des résultats numériques.....	122
Figure II-48. Efforts sur les assemblages de chaînage en fonction de la charge totale appliqué sur le plancher.....	123
Figure II-49. Remplacement des éléments coques des panneaux par des treillis hyperstatiques.....	123
Figure II-50. Modèle de plancher en treillis sans pris en compte du contact.....	124
Figure II-51. Comparaison des résultats des modèles simplifié M3-bs et détaillé M3-b.....	124
Figure II-52. Différence de taille entre le panneau réel et les modèle de treillis.....	125
Figure II-53. Mis en place des éléments auxiliaires de contact sur le modèle simplifié de panneau.....	125
Figure II-54. Comparaison de la prise en compte du contact entre le modèle détaillé et le modèle simplifié.....	126
Figure II-55. Comparaison des résultats des modèles simplifié M3-as et détaillé M3-a.....	126
Figure II-56. Comparaison des résultats des modèles simplifié M4s et détaillé M4.....	127
Figure III-1. Schéma de configuration d'essais de flexion des planchers.....	136
Figure III-2. Vue du montage expérimental et du plancher 1.....	136
Figure III-3. Composition des planchers étudiés, côtes en millimètres.....	137
Figure III-4. Assemblages des composants des planchers.....	137
Figure III-5. Assemblages des composants des planchers (connexion entretoises-solives par clous lardés).....	138
Figure III-6. Notation utilisée pour les composants des planchers.....	138
Figure III-7. Chronologie de manutention et de stockage des planchers.....	139
Figure III-8. Distribution des jeux (mm) entre les panneaux (avant essais).....	140
Figure III-9. Eprouvette et essai de cisaillement (connexion panneaux-poutraison).....	141
Figure III-10. Loi moyenne force-glisement de la connexion panneaux-poutraisone (pour un clou).....	141
Figure III-11. Schéma du système de chargement.....	143
Figure III-12. Mise en place du système d'application de charge.....	143
Figure III-13. Déplacements cibles et protocole de chargement.....	144
Figure III-14. Positionnement des anti-dévers extérieurs et centraux.....	144
Figure III-15. Structures d'anti-déversement.....	145
Figure III-16. Système d'appuis simples des planchers.....	145
Figure III-17. Conditions limites de l'essai de flexion sur les planchers.....	146
Figure III-18. Schéma de positionnement des capteurs de déplacement et des inclinomètres.....	147
Figure III-19. Mise en place des capteurs de déplacements et des inclinomètres.....	147
Figure III-20. Description du champ de vision des caméras de vidéométrie.....	148
Figure III-21. Vision des caméras.....	148
Figure III-22. Plan de mise en place des cibles sur les planchers.....	149
Figure III-23. Vue générale du système de vidéométrie mis en place.....	149
Figure III-24. Loi force-déplacement dans le plan du plancher 1.....	150
Figure III-25. Loi force-déplacement dans le plan du plancher 2.....	151
Figure III-26. Courbes enveloppes des planchers avec et sans entretoises.....	151
Figure III-27. Force totale appliquée sur le plancher 1.....	152
Figure III-28. Force totale appliquée sur le plancher 2.....	153
Figure III-29. Evolution de la raideur élastique du plancher 1.....	153
Figure III-30. Evolution de la raideur élastique du plancher 2.....	154
Figure III-31. Dissipation d'énergie dans chaque étape d'essai.....	154

Figure III-32. Plancher 1 après essai (déformée résiduelle et zones de rupture de panneaux).....	155
Figure III-33. Position des la rupture des panneaux, plancher 1 et 2.....	156
Figure III-34. Détail des ruptures des panneaux du plancher1.....	156
Figure III-35. Détail des ruptures des panneaux du plancher2.....	157
Figure III-36. Schéma des panneaux avant et après rupture pour les deux planchers.....	157
Figure III-37. Déformé des panneaux déterminée à partir du système de vidéométrie.....	158
Figure III-38. Evolution de la rotation des panneaux PAN2-1 et PAN2-2 du plancher 1.....	158
Figure III-39. Evolution de la force totale en fonction du glissement relatif entre les panneaux PAN1-3 et PAN2-4.....	159
Figure III-40. Evolution des jeux entre les panneaux PAN4-2 et PAN4-3 pour le plancher 2.....	160
Figure III-41. Rupture due à l'écrasement des panneaux dans les zones de contact (coins de panneaux).....	160
Figure III-42. Déformée des poutres de chaînage CHA-B dans le plan x-y.....	161
Figure III-43. Déformation résiduelle des assemblages solive-chaînage, SOL-11 du plancher 2.....	161
Figure III-44. Rotation des solives SOL-2 et SOL-6 par rapport au poutre CHA-B du plancher 1.....	162
Figure III-45. Rotation des entretoises ENT2-1 et ENT2-6 par rapport aux solives du plancher 1.....	162
Figure III-46. Déformation globale de la poutraison (vue du côté poutraison).....	162
Figure III-47. Section transversale du plancher avec entretoises.....	163
Figure III-48. Déformation hors plan, vue de la poutre CHA-B (plancher 1).....	163
Figure III-49. Profils longitudinaux des déplacements hors plan de la poutre CHA-B.....	164
Figure III-50. Profils longitudinaux de déplacement hors plan sur différentes hauteurs (plancher 1).....	164
Figure III-51. Relevés des inclinomètres.....	165
Figure III-52. Section des planchers analysés et exemples de déformation des clous.....	166
Figure III-53. Direction de la sollicitation des clous dans la zone inférieure droite des planchers.....	166
Figure III-54. Déformation des clous sollicités perpendiculairement aux sens des fibres du bois.....	167
Figure III-55. Rupture localisé de panneau dû au glissement des clous.....	168
Figure III-56. Exemple de déformée des panneaux et de la poutraison.....	168
Figure IV-1. Loi force-glissement des connecteurs considérée dans le modèle. (Comportement par clou).....	176
Figure IV-2. Modèles numériques et conditions limites appliquées.....	176
Figure IV-3. Courbes force-déplacement expérimentales, numériques et analytiques du plancher 1.....	177
Figure IV-4. Evolution de la raideur sécante num. et ana. par rapport aux valeurs expérimentales (plancher 1).....	178
Figure IV-5. Courbes force-déplacement expérimentales, numériques et analytiques du plancher 2.....	179
Figure IV-6. Evolution de la raideur sécante num. et ana. par rapport aux valeurs expérimentales (plancher 2).....	179
Figure IV-7. Déformée des panneaux du plancher 1 pour un chargement de 115kN.....	180
Figure IV-8. Déplacements des cibles du panneau PAN4-3 du plancher 1. Comparaison des résultats num et exp.....	180
Figure IV-9. Résultats numériques de rotation des panneaux PAN2-1 et PAN2-2.....	181
Figure IV-10. Distribution des contraintes internes dans les panneaux du plancher 1.....	182
Figure IV-11. Distribution des contraintes σ_{xx} dans les panneaux PAN2-2, PAN4-2.....	183
Figure IV-12. Direction des efforts sur les connecteurs des panneaux PAN3-1, PAN4-1 et PAN4-2 du plancher 1.....	184
Figure IV-13. Direction des efforts sur les connecteurs des panneaux PAN3-1, PAN4-1 et PAN4-2 du plancher 2.....	184
Figure IV-14. Différence de direction des efforts sur les connecteurs entre le calcul num. et l'expérimentation.....	184
Figure IV-15. Direction des efforts sur les connecteurs du panneau PAN4-1 pour un chargement de 11 et 115kN.....	185
Figure IV-16. Variation de la direction de la sollicitation sur un clou en fonction du chargement sur le plancher.....	185
Figure IV-17. Profils longitudinaux de la déformée hors plan de la poutre de chaînage CHA-B.....	186
Figure IV-18. Effet d'une variation de $\pm 20\%$ dans les propriétés mécaniques de la poutraison du plancher 1.....	187
Figure IV-19. Effet d'une variation de $\pm 20\%$ dans les propriétés mécaniques de la poutraison du plancher 2.....	188
Figure IV-20. Effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 1.....	188
Figure IV-21. Calcul analytique de l'effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 1.....	189
Figure IV-22. Effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 2.....	190
Figure IV-23. Calcul analytique de l'effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 2.....	190
Figure IV-24. Résultats du modèle avec prise en compte des panneaux affectés pas l'humidité (Num PAN4-n).....	191
Figure IV-25. Epreuve de cisaillement des clous.....	192
Figure IV-26. Lois force-glissement par clous des trois types d'éprouvettes de cisaillement.....	192
Figure IV-27. Modes de rupture des éprouvettes de cisaillement, associés aux ruptures dans les planchers.....	193
Figure IV-28. Application des lois mécaniques pour les clous en fonction de la direction de la sollicitation.....	193
Figure IV-29. Effet de l'intégration d'une deuxième loi de cisaillement des clous sur le plancher 1.....	194
Figure IV-30. Evolution de la raideur sécante des modèles num par rapport aux valeurs exp. (plancher 1).....	194
Figure IV-31. Effet de l'intégration d'une deuxième loi de cisaillement des clous sur le plancher 2.....	195

Figure IV-32. Modèle numérique du plancher 1 avec charge répartie.....	195
Figure IV-33. Résultats des modèles de plancher avec une charge répartie.....	196
Figure IV-34. Evolution d'écart de la raideur sécante ana. et num. pour les deux types de chargement.....	196
Figure IV-35. Distribution des efforts sur les clous du panneau PAN3-1 pour les deux types de charges étudiées.....	197
Figure IV-36. Inversement des conditions limites du plancher.....	198
Figure IV-37. Comparaison des résultats des deux configurations testés.....	198
Figure IV-38. Modèles détaillé et simplifié pour un demi-plancher.....	199
Figure IV-39. Couplage des modèles détaillé et simplifié pour la modélisation du plancher complet.....	199
Figure IV-40. Comparaison des résultats des différents modèles analysés.....	200
Figure IV-41. Caractéristiques géométriques et mécaniques de la configuration MT-0 (plancher sans trémies).....	201
Figure IV-42. Configuration des planchers avec trémies étudiées.....	201
Figure IV-43. Courbe charge-déplacement à mi portée des différentes configurations de planchers avec trémie.....	202
Figure IV-44. Comportement mécanique de la configuration MT-1 α	202
Figure IV-45. Quatre cas de renfort de trémie pour la configuration de plancher MT-1 α	203
Figure IV-46. Comparaison des résultats des différents cas de renfort du plancher avec tremie.....	203
Figure V-1. Structure plancher-murs sollicitée par une charge horizontale répartie.....	219
Figure V-2. Configuration géométrique du plancher.....	220
Figure V-3. Configuration géométrique du mur avec une ouverture.....	220
Figure V-4. Contribution des différents facteurs sur le déplacement total du plancher.....	224
Figure V-5. Résultats de déplacements en fonction de la charge appliquée.....	224
Figure V-6. Dimensions des planchers.....	231
Figure V-7. Detaille de poutraison du plancher avec entretoises.....	231
Figure V-8. Detaille de distribution des connecteurs du plancher avec entretoises.....	231
Figure V-9. Detaille de poutraison du plancher sans entretoises.....	232
Figure V-10. Detaille de distribution des connecteurs du plancher sans entretoises.....	232
Figure V-11. Description des éprouvettes du type A.....	233
Figure V-12. Courbe Force-glisement des éprouvettes du type A avec des panneaux OSB.....	233
Figure V-13. Courbe Force-glisement des éprouvettes du type A avec des panneaux aux particules.....	234
Figure V-14. Description des éprouvettes du type B.....	234
Figure V-15. Courbe Force-glisement des éprouvettes du type B avec des panneaux aux particules.....	235
Figure V-16. Description des éprouvettes du type C.....	235
Figure V-17. Courbe Force-glisement des éprouvettes du type C avec des panneaux aux particules.....	236
Figure V-18. Comparaison des résultats moyens des différentes éprouvettes testés.....	236
Figure V-19. Calcule des rigidités initiales et limites élastiques expérimentales, numériques et analytiques.....	237

SOMMAIRE

Resumé	7
Abstract	9
Resumen	11
Table de notations et de sigles	13
Table de figures	17
Introduction Générale	25
Chapitre I. Les diaphragmes en bois : Constitution et comportement	29
Introduction du Chapitre I	31
I.1 Diaphragmes horizontaux et verticaux en bois	33
I.1.1 Configuration géométrique des planchers diaphragmes et des murs de contreventement	33
I.1.2 Fonctionnement mécanique d'un bâtiment en bois sous sollicitation sismique	36
I.2 Caractérisations des propriétés mécaniques des diaphragmes en bois	40
I.2.1 Expérimentations	40
I.2.2 Modélisations numériques des diaphragmes en bois	46
I.2.3 Modèles analytiques	55
I.3 Approches normatives pour l'analyse des diaphragmes en bois	58
I.3.1 Calcul des déplacements d'un plancher diaphragme	61
I.3.2 Calcul des déplacements d'un mur de contreventement	69
I.3.3 Synthèse des formules prescrites par différents codes	71
I.4 Bilan du chapitre	77
Conclusion du chapitre I	79
Chapitre II. Modélisation numérique des planchers diaphragmes	81
Introduction du Chapitre II	83
II.1 Modélisation par éléments finis des composants et liaisons d'un plancher diaphragme en bois	84
II.1.1 Modélisation de la poutraison du plancher	84
II.1.2 Modélisation des panneaux de plancher	85
II.1.3 Modélisation de la connexion panneaux-poutraison	92
II.1.4 Modélisation du contact entre les panneaux	102
II.1.5 Modélisation des assemblages des chaînages	107
II.2 Mise en Application du modèle numérique proposé	111
II.2.1 Modélisation détaillée	112
II.2.2 Modélisation simplifiée	123
II.3 Bilan du chapitre	128
Conclusion du Chapitre II	130

Chapitre III. Etude experimentale d'un plancher diaphragme	133
Introduction du Chapitre III	135
III.1 Campagne expérimentale (flexion dans le plan)	136
III.1.1 Description du corps d'épreuve	136
III.1.2 Suivi des corps d'épreuve et caractérisation des composants	139
III.1.3 Système expérimental	142
III.2 Comportement global des planchers	150
III.2.1 Courbe force-déplacement dans le plan	150
III.2.2 Evolution de la force appliquée lors des cycles de chargement	152
III.2.3 Evolution des raideurs élastiques	153
III.2.4 Evolution de la dissipation d'énergie	154
III.3 Modes de rupture et déformations locales des planchers	155
III.3.1 Ruptures de panneaux	155
III.3.2 Rotations et translations relatives des panneaux	157
III.3.3 Evolution du contact entre les panneaux	159
III.3.4 Déformation de la poutraison	161
III.3.5 Déplacements et rotation hors plan	163
III.3.6 Orientation des efforts sur la connexion panneaux-poutraison	165
III.4 Bilan du chapitre	169
Conclusion du Chapitre III	170
Chapitre IV. Etude numérique des planchers diaphragmes	173
Introduction du Chapitre IV	175
IV.1 Validation des modèles numérique et analytique	176
IV.1.1 Courbe force-déplacement dans le plan	177
IV.1.2 Modes de déformation et contraintes sur les panneaux	180
IV.1.3 Orientation et intensité des sollicitations sur les connecteurs	183
IV.1.4 Déplacement hors plans	186
IV.2 Etude de sensibilité du modèle	187
IV.2.1 Variation des propriétés mécaniques de la poutraison	187
IV.2.2 Variation des propriétés mécaniques des panneaux	188
IV.2.3 Variation des caractéristiques de connexion	191
IV.2.4 Configuration du chargement	195
IV.3 Mise en application des approches numériques	199
IV.3.1 Couplage des modèles numériques détaillé et simplifié	199
IV.3.2 Trémies	200
IV.4 Bilan du chapitre	204
Conclusion du Chapitre IV	206
Conclusion Générale	207
References	211

Anexes	217
ANNEXE A : Exemple de calcul des déplacements d'un plancher diaphragme et des murs de contreventement.	219
ANNEXE B : Plans de planchers testés	231
ANNEXE C : Essais de cisaillement des connecteurs	233
ANNEXE D : Méthode de calcul de raideur initial et limite élastique	237

INTRODUCTION GENERALE

Le bois est aujourd'hui considéré comme un matériau de construction utilisable dans la plupart des ouvrages de génie civil. Il est employé pour la construction des bâtiments, des ponts, des stades, des ouvrages maritimes, etc. Dans les zones où le matériau est facilement accessible, la construction en bois est souvent privilégiée dans l'édification de maisons individuelles. De plus, le développement de nouveaux éléments structuraux à base de bois, tels que les panneaux, les poutres composites et les briques, favorise l'évolution des techniques constructives dans le domaine du bois.

Actuellement, le type de construction en bois le plus courant aux Etats Unis, Canada, Europe et Japon est une construction basée sur des murs de contreventement (diaphragmes verticaux) et de planchers fonctionnant comme des diaphragmes horizontaux [ARN 2011]. Dans ce type de construction, les murs de contreventement sont composés par une ossature en bois, constituée de montants verticaux avec lisses hautes et basses, revêtue de panneaux fixés par des pointes ou vis. Ces murs permettent de transférer des charges verticales et horizontales dans leur plan vers les fondations.

La structure du plancher, proche de celle des murs, est composée par des solives revêtues de panneaux qui constituent la surface d'exploitation. Ainsi le plancher doit assurer la reprise des charges verticales (poids propre et exploitation) et des charges horizontales engendrées par le vent ou les accélérations sismiques. Ces charges sont transmises vers les murs primaires de contreventement et/ou de portance verticale. Malgré la diversité des charges qu'un plancher diaphragme doit reprendre, son dimensionnement est généralement piloté par le fonctionnement sous charges verticales. La section et la disposition des solives sont déterminées afin d'optimiser la résistance en flexion hors plan du plancher. Pour les panneaux, leur épaisseur est calculée afin de favoriser le transfert des efforts verticaux vers les solives. De cette manière, dans la plupart des cas, la capacité de transfert des charges horizontales du plancher et sa qualité de diaphragme est plutôt une conséquence qu'un aspect pleinement contrôlé.

Les charges horizontales dues aux séismes sont engendrées par les forces d'inertie s'opposant aux différentes composantes d'ondes sismiques transmises aux bâtiments, dans la majorité des cas, au droit des fondations. Ces forces horizontales peuvent être considérées appliquées au centre de gravité du bâtiment ou aux centres de gravité des parties qui concentrent ses masses principales [ATC 48A, BET 2003].

Si on discrétise les masses du bâtiment par étage, les forces horizontales d'inertie peuvent être considérées comme des forces uniformément réparties et appliquées aux droits des planchers. Toutefois, à cause des dimensions, des configurations et des caractéristiques des composants, les planchers montrent généralement une grande capacité résistante dans le plan. En fait, les panneaux présentent une inertie plus élevée dans le plan que hors plan. En conséquence, les planchers diaphragmes en bois, de forme rectangulaire peu élancée et sans trémie de grandes dimensions, présentent rarement des problèmes liés à leur résistance dans le plan. Cependant, lors d'un événement sismique, le comportement global du bâtiment est souvent gouverné par le rapport entre les raideurs des murs de contreventement et celle du plancher. [DOL 1999].

Afin de déterminer la méthode d'analyse à considérer, les codes de calcul sismique requièrent une évaluation de la rigidité ou semi-rigidité des diaphragmes horizontaux par rapport à la raideur des murs de contreventement [CEN 1998, AFPA 2008, NEHRP 2000, ...]. Actuellement, il n'existe pas de méthodes de calcul qui permettent au concepteur de prévoir aisément et précisément la résistance et les caractéristiques de raideur d'un plancher donné. Des méthodes approchées existent mais elles présentent des limitations d'application et requièrent des facteurs qui ne sont pas toujours faciles à déterminer. Aussi, certains paramètres de ces méthodes sont calés pour des configurations relativement éloignées de celles utilisées en France. Ces méthodes ne sont pas applicables lorsque le plancher diaphragme présente des irrégularités dues à des formes non-symétriques, à la présence de trémies, à un comportement non-linéaire marqué ou à une grande distance entre les centres de torsion et de masse dans le plan. Par exemple, pour prendre en compte les effets de torsion, on doit considérer un diaphragme rigide avec une hypothèse de transfert des efforts basée sur la raideur relative des murs de contreventement [VU 2011]. Ainsi, pour déterminer le type de comportement et la performance mécanique d'un bâtiment en bois, il est nécessaire de trouver une méthode qui permet d'évaluer les caractéristiques de raideur des planchers diaphragmes en vue de les comparer avec celles des éléments de contreventement.

Le travail développé dans la présente thèse se focalise sur le comportement mécanique dans le plan des planchers diaphragmes en bois. Ainsi, des approches analytiques, numériques et expérimentales sont considérées. Le mémoire est organisé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre présente une analyse de l'état de l'art. Ainsi, la structure de plancher et son rôle de diaphragme dans un bâtiment à ossature bois sont présentés. Ensuite, une étude bibliographique synthétise les différentes approches expérimentales, numériques et analytiques utilisées pour la caractérisation mécanique des planchers en bois. Enfin, une approche analytique de calcul des déplacements dans le plan est présentée de façon relativement détaillée car elle sera utilisée par la suite dans différentes comparaisons.

- Le chapitre II présente le développement d'un modèle numérique sur la base d'éléments finis pour l'étude des planchers diaphragmes. Ce modèle représente tous les composants des planchers ainsi que les effets non-linéaires tels que la plastification des assemblages et les effets de contact entre panneaux. Dans un premier temps, des modèles de composants de plancher sont présentés. Ensuite, ces modèles sont associés afin de construire deux modèles de planchers entiers : un détaillé et un simplifié. Une comparaison des résultats numériques et analytiques avec les résultats issus de la bibliographie, constitue un premier niveau de validation des modélisations.
- Le chapitre III décrit la campagne expérimentale conduite dans le cadre de ce travail de thèse. Cette campagne concerne des essais de flexion dans le plan de deux planchers diaphragmes en bois à échelle réelle (2,4x7,2m²). Deux configurations de planchers sont étudiées : avec et sans entretoises. Une description détaillée du corps d'épreuve et du système expérimental est présentée. Ensuite, les résultats traduisant les comportements mécaniques globaux et locaux des planchers sont présentés et analysés. Les analyses concernent en particulier les caractéristiques de raideur dans le plan et les modes de rupture des planchers.
- Le chapitre IV présente des applications des modèles numériques développés dans le chapitre II. Ainsi, les planchers testés expérimentalement et présentés dans le chapitre III sont modélisés. Aussi, une application de la méthode analytique présentée dans le chapitre I est proposée. La comparaison des résultats numériques et analytiques avec ceux des essais permet de définir les limites des différentes approches. Une étude de sensibilité du comportement du plancher à différents paramètres permet de raffiner le modèle numérique proposé. En fin du chapitre, une étude du comportement mécanique des planchers avec trémie montre un exemple pour illustrer le potentiel d'application des modèles numériques.

A la fin de chaque chapitre, un bilan des observations les plus pertinentes est présenté.

Le document comporte aussi quatre annexes qui apportent des précisions sur les planchers testés et les calculs utilisés.

- **Annexe A** : expose l'application des équations analytiques pour le calcul des déplacements des diaphragmes en bois.
- **Annexe B** : présente les plans détaillés des planchers testés.
- **Annexe C** : rapporte les résultats des essais de cisaillement de connecteurs panneaux-poutraison.
- **Annexe D** : présente la méthode retenue dans ce travail pour le calcul de la raideur initiale des planchers.

CHAPITRE I

LES DIAPHRAGMES EN BOIS : CONSTITUTION ET COMPORTEMENT

- I-1** Diaphragmes horizontaux et verticaux en bois
 - I-2** Caractérisations des propriétés mécaniques des diaphragmes en bois
 - I-3** Approches normatives pour l'analyse des diaphragmes en bois
 - I-4** Bilan du chapitre
-

INTRODUCTION DU CHAPITRE I

Pour la réalisation des bâtiments courants en zone sismique, la construction bois présente de nombreux atouts. Sa légèreté est le premier atout qui vient à l'esprit, encore faut-il que la structure en bois soit associée par exemple à des éléments non structuraux légers. La capacité potentielle de dissipation dans les zones d'assemblage est un atout tout aussi important [BRA 2011, FRU 2011]. Par ailleurs, le bois est un matériau naturel, renouvelable, qui nécessite peu de transformation et qui présente un bilan énergétique très intéressant. Ces arguments montrent l'intérêt d'étudier et de développer les techniques de construction en bois. Un squelette classique de structure en bois est constitué de murs de contreventement, de planchers et d'une charpente. En zone sismique, ce système structural devra assurer la stabilité horizontale du bâtiment où les planchers et la toiture jouent le rôle de diaphragmes. La fonction principale de ces diaphragmes est de reprendre les efforts horizontaux au niveau de chaque étage et de les transférer vers les systèmes de contreventement. Cependant, la distribution de ces efforts est fortement influencée par les caractéristiques mécaniques des diaphragmes et notamment par leur raideur dans le plan. Ainsi, afin de prévoir le comportement mécanique du bâtiment sous sollicitation sismique, il est nécessaire de connaître les caractéristiques de raideur des diaphragmes horizontaux tels que les planchers diaphragmes.

Bien qu'un plancher diaphragme soit une structure relativement simple, son comportement mécanique dans le plan est complexe. Des phénomènes non-linéaires, tels que le comportement mécanique des assemblages, ou la mise en contact de composants sont à prendre en compte pour bien estimer la raideur dans le plan. Différentes approches existent pour l'étude de ces structures, en particulier des essais de configurations usuelles et la recherche de formules analytiques associées à ces configurations.

Le chapitre I fait un bilan sur l'état de l'art relatif au comportement mécanique des diaphragmes en bois. Il permet de couvrir trois aspects importants qui concernent la description des planchers et ossatures en bois objet de l'étude, la caractérisation des propriétés mécaniques des planchers diaphragmes et le bilan des approches normatives pour l'analyse de ces diaphragmes. Ainsi, une description détaillée des éléments structuraux qui composent les maisons ou bâtiments d'habitation à ossature bois est réalisée. Ce type de structure est divisé en deux groupes : Diaphragmes horizontaux (planchers diaphragmes) et diaphragmes verticaux (murs de contreventement).

Le comportement mécanique global sous une sollicitation sismique est aussi exposé. Ce comportement est essentiellement abordé du point de vue de la raideur et de la distribution des efforts entre les planchers et les murs. La détermination des propriétés mécaniques des

diaphragmes en bois a constitué le centre d'intérêt de plusieurs travaux de recherche. Ces travaux représentent un point de départ pour le développement de la présente étude en considérant les approches numériques, expérimentales et analytiques.

Une synthèse des approches réglementaires relatives au comportement mécanique des planchers diaphragmes est présentée. Les notions de plancher rigide ou flexible sont rappelées. Une méthode analytique simplifiée, retenue par des règlements américains pour le calcul des déplacements des diaphragmes, est exposée en détail. Afin de déterminer le domaine d'application de cette méthode et de déterminer ce qui relève des pratiques nord-américaines et du simple fonctionnement mécanique, chacun des termes considérés est décrit. Pour une meilleure illustration de cette méthode, un exemple d'application est présenté dans l'annexe A.

I.1 DIAPHRAGMES HORIZONTALS ET VERTICAUX EN BOIS

Les structures résistantes des bâtiments en bois sont souvent composées par des planchers qui supportent les charges verticales et horizontales. Les planchers transmettent la totalité des charges horizontales aux murs de contreventement (murs primaires au sens de l'Eurocode 8 [CEN 1998]) et transmettent tout ou partie des charges verticales vers ces contreventements ; une partie pouvant être transmise à des éléments porteurs secondaires, tels que des poteaux. De nombreuses techniques de construction sont actuellement utilisées pour les murs et les planchers. Pour les murs, on peut citer les systèmes poteaux-poutres triangulés, les panneaux de bois massifs à planches croisées clouées ou collées (CLT), les murs à ossature bois... Pour les planchers, on va retrouver les CLT collés, les dalles massives à planches parallèles clouées, les systèmes en caissons, les planchers traditionnels avec poutraison et panneaux... Ici, nous nous intéresserons aux planchers traditionnels usuels avec panneaux minces cloués ou vissés sur un système de poutraison. Ces planchers sont très répandus dans les constructions en bois [ARN 2011], notamment de par leur résistance, légèreté et économie de construction, mais aussi parce qu'ils permettent d'assurer, en association avec des éléments non structuraux, les différentes exigences d'isolations et de confort. Selon l'architecture du bâtiment, les planchers diaphragmes en bois peuvent avoir des formes différentes de la forme rectangulaire courante. Néanmoins, en première approche, dans ce travail de recherche, l'application concerne la forme rectangulaire courante.

I.1.1 Configuration géométrique des planchers diaphragmes et des murs de contreventement courants

Le premier élément qui compose un plancher diaphragme en bois correspond aux solives. Celles-ci, pour un plancher rectangulaire simple, sont mises en œuvre transversalement sur la longueur du plancher, et elles sont dimensionnées principalement pour résister aux charges verticales. En conséquence, leur section est calculée afin d'optimiser la résistance en flexion hors plan du plancher. Pour cet élément, le bois massif est souvent utilisé. Pour des grandes portées (grande largeur du plancher), ou des charges d'exploitation importantes, des poutres en bois lamellé collé ou des poutres avec des sections en I sont privilégiées. La **Figure I-1a** propose une illustration d'un tel plancher.

Afin d'améliorer la liaison entre le plancher et les murs de contreventement, l'ensemble des solives est souvent encadré par des poutres périphériques en bois. La connexion entre les solives et les poutres de chaînage peut être réalisée de différentes manières, l'utilisation de sabots métalliques est très répandue. Ces poutres périphériques assurent une fonction de

chaînage pour le plancher. Selon la longueur du plancher, cette structure de chaînage est composée d'une ou plusieurs poutres ; des liaisons entre ces composants de chaînage doivent être mises en œuvre. En outre, des entretoises entre les solives sont nécessaires ou exigées afin d'assurer d'une part la stabilité au déversement des solives si c'est nécessaire, et d'autre part et surtout d'apporter un appui et une continuité périphérique de liaison des panneaux de plancher au système de poutraison. Ces entretoises ont généralement une section transversale plus petite que les solives, ceci permet de minimiser le poids propre du plancher, de faciliter le passage de gaines techniques... La connexion entre les entretoises et les solives est réalisée par des sabots ou plus généralement par des clous lardés.

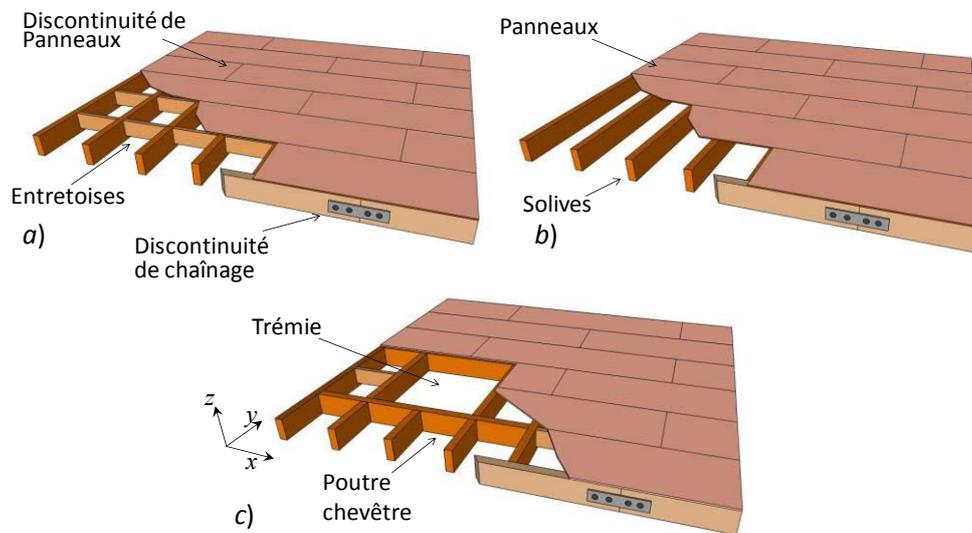


Figure I-1. Configurations courantes de planchers diaphragmes en bois. a) Plancher avec entretoises. b) Plancher sans entretoises. c) Plancher avec trémie.

La surface d'exploitation du plancher est réalisée directement par les panneaux à base de bois, comme par exemple des panneaux de particules, contreplaqué, OSB..., ou par des éléments surfaciques interposés entre le revêtement de sol et les panneaux afin de conférer au plancher de meilleures caractéristiques acoustiques par exemple. Les panneaux de plancher sont de taille modérée afin de favoriser leur manutention et leur pose ; une taille courante pour ces panneaux est par exemple $2,5 \times 0,675 \text{ m}^2$ ou $2,4 \times 0,60 \text{ m}^2$. Le principal objectif de ces panneaux est de recevoir les charges verticales et de les transmettre vers les solives, ainsi leur épaisseur est essentiellement calculée en fonction des charges verticales et de l'entraxe entre solives. La distribution des panneaux peut suivre différents motifs, où la plus courante est celle qui dispose les panneaux mis en œuvre en quinconce. La connexion entre les panneaux et les solives est effectuée par des clous, des vis, des agrafes ou plus rarement par collage. En présence d'entretoises, les panneaux sont connectés également à celles-ci de manière d'augmenter la surface de connexion, homogénéiser le flux de cisaillement repris par les connexions et favoriser le monolithisme du diaphragme. Dans le cas des planchers avec des trémies, la zone autour

l'ouverture est renforcée avec des solives doublées ou de section plus importante. La **Figure I-1** illustre trois configurations typiques de plancher.

Les murs de contreventement en bois présentent généralement une configuration analogue aux planchers diaphragmes, cf. **Figure I-2**. Des montants verticaux avec une section carrée ou rectangulaire plus petite par rapport aux solives des planchers, sont régulièrement espacés. Ces montants ont principalement la fonction de transférer les charges verticales provenant des planchers ou des étages supérieurs, vers les fondations ou structures inférieures. Ainsi, leur section est habituellement déterminée par les efforts axiaux auxquels ils sont soumis. Des poutres de petite section appelées lisses, sont mises horizontalement sur la partie supérieure et inférieure des montants. Ces lisses regroupent deux montants extrêmes et un ou plusieurs montants intermédiaires et forment des cadres. La connexion entre ces éléments est généralement réalisée avec des équerres métalliques, des boulons, des clous, ...etc.

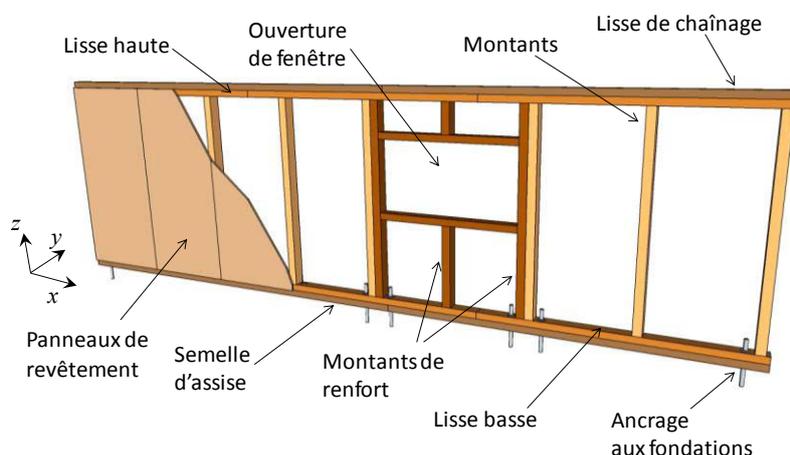


Figure I-2. Configuration courante d'un mur de contreventement à ossature bois avec une ouverture.

Les cadres composés par les lisses horizontales et les montants, sont revêtus par des panneaux de même nature que ceux utilisés dans les planchers, il sont cependant d'épaisseur plus faible et de plus grandes dimensions en plan sur une hauteur d'étage ($2,5 \times 1,25$ à $3 \times 1,25 \text{m}^2$). Ces panneaux travaillant comme des voiles verticaux, apportent la raideur dans le plan au mur vis-à-vis les charges horizontales. La connexion entre les panneaux et les cadres des murs est généralement réalisée par l'intermédiaire des clous, vis, agrafes ou colles. Cet ensemble est souvent appelé « contreventement élémentaire ».

Afin de solidariser les contreventements élémentaires implantés sur une même ligne de mur, une lisse de chaînage au sommet des contreventements est mise en place. Ces poutres font partie du système de chaînage horizontal qui permet un meilleur transfert des efforts horizontaux sur les différents contreventements élémentaires. Dans certains cas, on rencontre

une lisse continue à la base des murs. L'ancrage des murs aux fondations est réalisé par l'intermédiaire de boulons, tiges de scellement, chevilles d'ancrage spécialement adaptés pour cet effet. Chaque contreventement élémentaire doit être ancré vis-à-vis de la reprise de l'effort tranchant à la base et vis-à-vis du moment de renversement engendré par la distribution verticale des efforts sismiques appliqués sur chaque élévation de contreventement. L'Eurocode 8 [CEN 1998] impose une continuité en élévation des contreventements. Dans le cas des murs avec des ouvertures (portées d'accès, fenêtres), un renforcement de cette zone est prévu.

1.1.2 Fonctionnement mécanique d'un bâtiment en bois sous sollicitation sismique

Une sollicitation sismique peut se traduire par une charge horizontale appliquée au centre de masses d'un bâtiment. Les masses d'un bâtiment sont majoritairement distribuées au niveau des planchers (masses de ceux-ci, partie permanente des charges d'exploitation et par extension masse de deux demi-hauteurs des murs sous et sur le plancher). De cette façon, les forces horizontales d'origine sismique peuvent d'une manière simplifiée être considérées appliquées au droit de ces planchers. Considérons une structure simple composée par un plancher appuyé sur quatre murs de contreventement (cf. **Figure I-3**). On observe que le plancher-diaphragme transmet les charges sismiques vers les murs parallèles à la sollicitation par des efforts en tête de ces murs. En conséquence, ces murs doivent transmettre les charges sismiques aux fondations par un effort tranchant et un moment fléchissant au niveau des ancrages. A charge au concepteur de s'assurer que les déplacements du plancher n'engendrent pas de rotations, à la base et en tête des murs perpendiculaires à l'action, incompatibles avec les possibilités autorisées par les dispositions constructives [ATC 48B, RAC 1997].

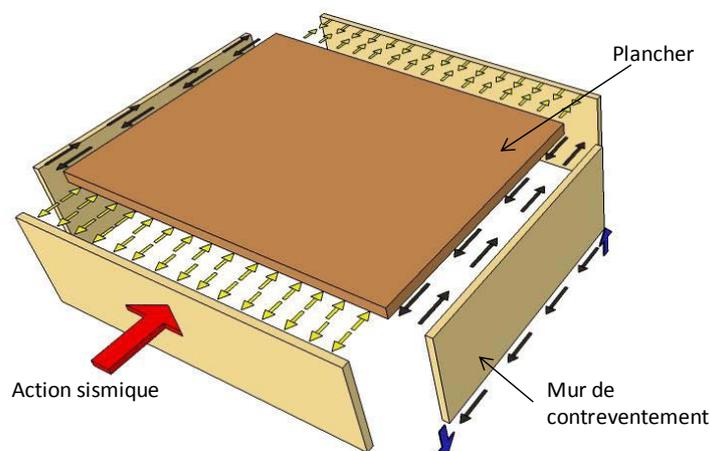


Figure I-3. Schéma de distribution des efforts d'origine sismique d'un bâtiment composé par un plancher-diaphragme et des murs de contreventement.

En prenant en compte ce comportement, le plancher-diaphragme réagit comme une poutre courte placée à l'horizontale [COU 1952]. Cette poutre est considérée simplement appuyée sur les murs de contreventement parallèles à la sollicitation. Au regard des caractéristiques géométriques des planchers diaphragmes, cette poutre peut être assimilée à une poutre avec un profil en I. Dans cette analogie, les panneaux de plancher représentent l'âme du profil qui mobilise principalement les efforts de cisaillement, et les poutres de chaînage représentent les semelles qui reprennent la plupart des efforts de flexion. La **Figure I-4** illustre ce principe.

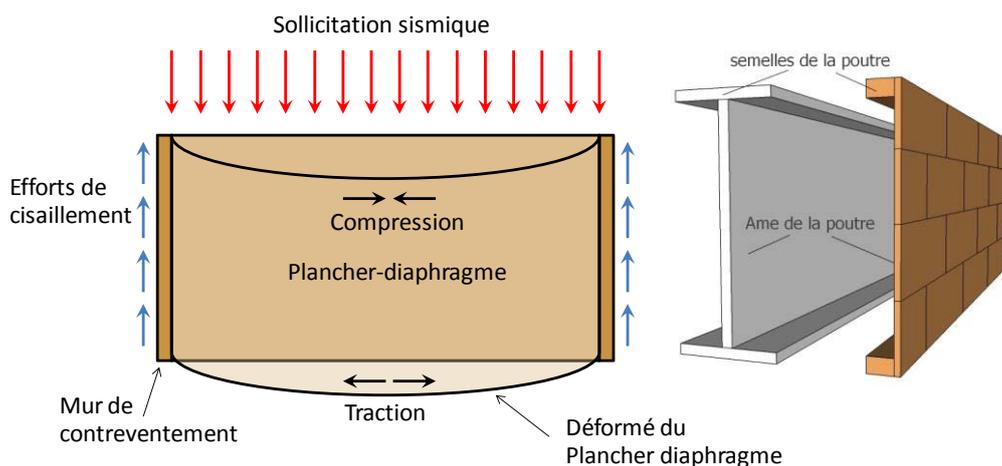


Figure I-4. Plancher-diaphragme réagissant comme une poutre en I de grande hauteur (poutre courte).

Cette poutre simplement appuyée (plancher-diaphragme) et soumise à une charge uniformément répartie, peut être caractérisée par sa raideur dans le plan $k_{plancher}$. De même, les murs de contreventement peuvent être caractérisés par la raideur dans le plan k_{mur} . Dans l'exemple montré dans la **Figure I-4**, comme il s'agit d'une poutre isostatique, le rapport entre k_{mur} et $k_{plancher}$ n'a aucune incidence sur la répartition des efforts du plancher vers les murs. Cependant, si les murs sur lesquels le plancher est appuyé présentent des raideurs différentes, des phénomènes de torsion peuvent apparaître.

D'autre part, si le plancher est supporté par plusieurs murs de contreventement, il fonctionnera comme une poutre hyperstatique appuyée sur des appuis semi-rigides. Dans ce cas, la répartition des efforts vers les murs est fortement influencée par le rapport $k_{mur}/k_{plancher}$. Afin d'illustrer cette problématique, on peut considérer une modélisation simple de plancher comme une poutre reposant sur trois appuis élastiques représentant trois murs de contreventement, (cf. **Figure I-5**).

Si on fait évoluer la raideur du plancher par rapport à celle des murs (la même pour les trois murs), la distribution des efforts aux droits des appuis varie de manière très sensible. La **Figure**

I-6 montre l'évolution des réactions (axe des ordonnées) sur les appuis (% de la charge totale appliquée) en fonction du rapport $k_{mur}/k_{plancher}$ (axe des abscisses à échelle logarithmique).

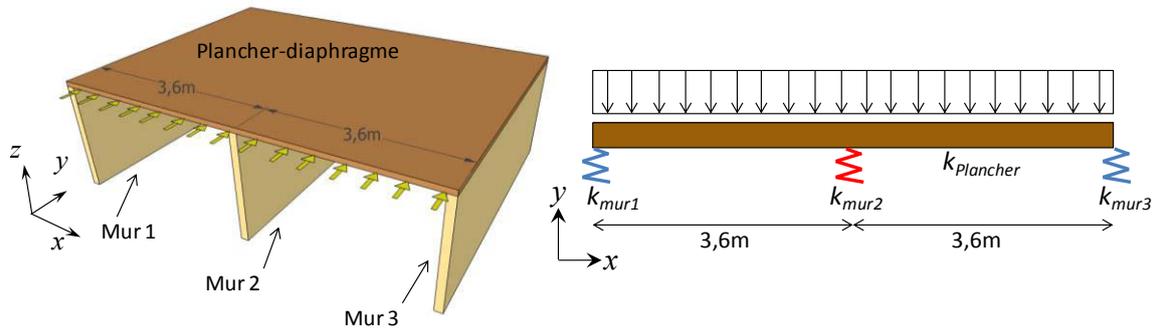


Figure I-5. Modélisation d'un plancher comme une poutre sur trois appuis élastiques (trois murs).

Pour cet exemple (cf. **Figure I-6**), on observe que si la raideur du plancher est 100 fois plus grande que celle des murs ($k_{mur}/k_{plancher} \leq 0,01$), le plancher réagit comme une poutre rigide. Cette borne a été déterminée à partir d'une différence maximale de 1% entre la réaction des appuis extérieurs et de l'appui central. Dans ce cas, chaque mur de contreventement (appuis de la poutre) est soumis à une sollicitation égale à un tiers de la charge totale appliquée ($0,67/2$). Si le rapport $k_{mur}/k_{plancher}$ est supérieur à 100, le plancher peut être considéré comme une poutre flexible supportée par des appuis rigides. Dans ce cas, les murs extérieurs supportent chacun 19% ($0,375/2$) de la charge totale et le mur intermédiaire 62% ($1,25/2$). Entre ces deux limites définies par les planchers rigide et flexible, une zone de transition est naturellement présente où la distribution des efforts varie en fonction de la raideur relative entre le plancher et le mur.

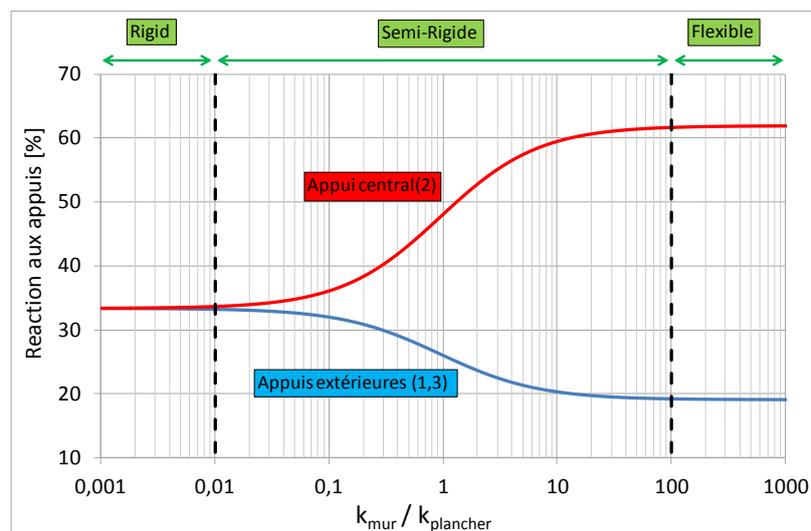


Figure I-6. Variation de la distribution des efforts sur les murs en fonction du rapport de raideur murs/plancher pour un chargement uniformément réparti.

En conséquence, afin de pouvoir déterminer le type de comportement mécanique de la structure et la transmission des efforts sismiques vers les murs de contreventement, il est nécessaire de

pouvoir déterminer la raideur des diaphragmes verticaux et horizontaux. Nonobstant, la détermination de la capacité de déformation de ce type de structure est complexe. Tel qu'il a été présenté en §I.1.1, les murs de contreventement et les planchers diaphragmes en bois sont des structures multi-composants où chaque élément travaille sous une sollicitation spécifique. Dans le cas des murs de contreventement, la déformation dépend des effets de flexion et de cisaillement sur les montants et les panneaux de plancher, du glissement des connecteurs entre les panneaux et les montants ou lisses, et des glissements des assemblages d'ancrage. Dans le cas des planchers diaphragmes, la déformation dépend des effets de flexion (traction et compression dans les chaînages), du cisaillement dans les panneaux, de la semi-rigidité de connexion entre les panneaux et les solives, des contacts entre panneaux, de la distribution des panneaux et solivage, de la présence de trémies... [ATC-7, TIS 2004]. La **Figure I-7** illustre quelques des effets mentionnés pour le cas des planchers. L'exemple présenté en **Figure I-6** considère un comportement élastique linéaire des planchers et des murs. Cependant dans la réalité ce type de structures présente un comportement non-linéaire très prononcé. Ceci implique que la distribution des efforts peut varier selon le niveau de chargement appliqué. En conséquence, la méthode de calcul de la raideur des diaphragmes doit donc prendre en compte ces différents facteurs.

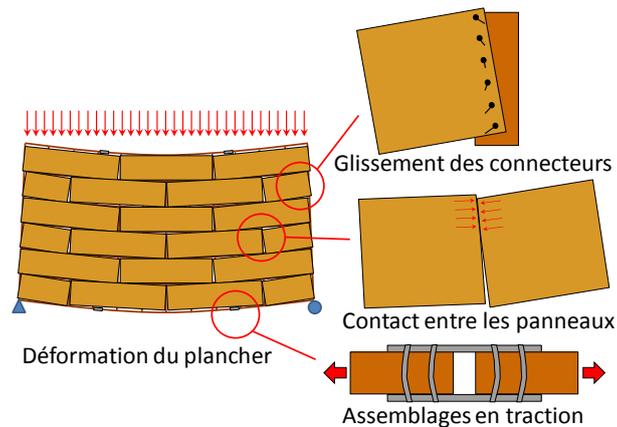


Figure I-7. Déformation globale et locale des planchers diaphragmes.

Plusieurs campagnes expérimentales et de modélisation ont été réalisées dans les soixante dernières années, afin de développer une méthode qui permet déterminer la capacité de déformation de ce type de structures. Ces campagnes sont à l'origine de formulations analytiques plus faciles d'application qu'un modèle numérique complexe ou de tests expérimentaux. Cependant, l'information actuellement disponible reste limitée et restrictive (forme et constitution des planchers). Dans le paragraphe suivant, on présente un bilan des études expérimentales, analytiques et numériques existantes afin de caractériser les propriétés mécaniques des diaphragmes horizontaux et verticaux.

I.2 CARACTERISATIONS DES PROPRIETES MECANIQUES DES DIAPHRAGMES EN BOIS

Afin de caractériser les propriétés mécaniques des diaphragmes en bois, trois stratégies différentes sont habituellement considérées : des campagnes expérimentales à grande et petite échelle, des modélisations numériques par éléments finis et des recherches de formulations mathématiques. Les paragraphes suivants présentent un bilan chronologique des travaux de recherche les plus pertinents sur le comportement mécanique des diaphragmes en bois. Ce bilan résume dans un premier temps les résultats des campagnes expérimentales réalisées sur des planchers, quelques murs de contreventement et sur des maisons complètes en bois. Ensuite, Ce sont les principaux modèles éléments finis développés dans les trente dernières années et leurs résultats les plus marquants qui sont présentés et synthétisés. Enfin, différentes méthodes d'analyse analytique sont présentées.

I.2.1 Expérimentations

Les premières expériences réalisées avec l'objectif de caractériser le comportement dans le plan des plancher-diaphragmes datent des années 50. En 1952 la *Douglas-Fir Plywood Association (D.F.P.A.)* a conduit une campagne expérimentale sur huit planchers à échelle réelle (quatre planchers de $3,6 \times 12 \text{m}^2$ et quatre planchers de $6 \times 12 \text{m}^2$), et sur six planchers à échelle réduite ($1,5 \times 3 \text{m}^2$) [COU 1952]. Ces planchers ont été testés en flexion statique dans leur plan avec cinq vérins simulant un chargement uniformément réparti. En plus, les planchers ont présenté plusieurs variantes telles que la présence ou non des entretoises, des trémies, différentes dispositions et épaisseurs des panneaux, et plusieurs types de connexion panneaux-poutraison. Les résultats ont révélé que la déflexion réelle était beaucoup plus importante que celle calculée par les méthodes analytiques disponibles à l'époque. Les planchers montraient un comportement similaire à celui d'une poutre en I de grande hauteur, où les panneaux réagissent comme l'âme, et due à leur position en extrémité, les chaînages correspondent aux semelles. Ainsi, la plupart de la déformation a été déterminée par l'effort tranchant. En plus, il a été remarqué que la résistance et la raideur du plancher étaient fortement influencées par la rigidité de la connexion panneaux-poutraison. Cette expérience a servi pour le développement d'une nouvelle méthode analytique de calcul.

Par la suite, la *D.F.P.A.* réalise une deuxième campagne expérimentale afin d'ajouter aux paramètres testés précédemment les effets de différents types de bois, d'autres sections de solives et de chaînages, et différents systèmes d'entretoises. Dans cette campagne, quinze planchers diaphragmes à échelle réelle ont été testés en flexion dans leur plan. L'épaisseur des

panneaux, le clouage et la présence des entretoises ont été les facteurs les plus déterminants dans la résistance et la raideur des planchers. La nouvelle méthode analytique de calcul développée suite à l'expérience précédente [COU 1952] a montré des résultats plus proches du comportement réel des planchers avec entretoises [COU 1954]. De plus, deux planchers de 6x18m² ont été testés. Ces expériences ont montré la sensibilité de la résistance et la raideur des planchers vis-à-vis de la présence ou pas des entretoises. En fait, lorsque la connexion entre les panneaux et les solives n'est pas renforcée, les planchers sans entretoises présentent une résistance et une raideur plus faibles.

En 1966 l'*American Plywood Association (A.P.A.)* a validé les essais réalisés par la *D.F.P.A.* et teste une nouvelle série composée de dix-neuf planchers de 4,8x16,6m² [TIS 1966]. Seize vérins ont été utilisés pour simuler une charge uniformément répartie. Différents types de panneaux et de connexion panneaux-poutraison ont été étudiés. Les résultats ont montré qu'en termes de résistance, les codes de calcul actuels proposaient des valeurs très conservatives avec une prévision de la force maximale 4 fois plus faible. La qualité de la connexion panneaux-poutraison est un facteur déterminant dans la raideur dans le plan du plancher.

En 1971 *Johnson* [JOH 1971] conduit une campagne expérimentale sur deux planchers à échelle réelle (6x18m²). Deux types de voiles travaillants ont été considérés : des panneaux de contreplaqué de 9,5mm d'épaisseur et des planches en bois de 76x305mm² de section. La poutraison a été composée par des lames en bois de 50x254mm². Les poutres de chaînage et les solives de rive ont été construites avec 2 poutres cloués une à côté l'autre et les solives avec 4 lames connectées de même manière. L'écart entre les solives est de 3,6m. La charge a été appliquée en 4 points de la poutre de chaînage alignés avec les solives.

Pour mieux appréhender le comportement des structures à ossature en bois et mieux comprendre comment les efforts sont distribués, en 1993 [PHI 1993] réalisent une étude expérimentale à échelle réelle sur une maison de plain-pied en bois. Ainsi, le corps d'épreuve consiste en une maison de forme rectangulaire de 9,8x4,9m², composée par quatre murs périphériques, 2 murs intérieurs, et une structure de toiture fonctionnant comme un diaphragme horizontal, cf. **Figure I-8**. Les objectifs de cette étude ont été :

- L'étude de la distribution des efforts horizontaux vers les différents éléments structuraux.
- L'analyse de l'hystérésis de réponse de la structure sous un chargement cyclique.
- La caractérisation de la raideur des murs de contreventement en fonction des différents types de panneaux.
- Fournir une base de données pour le développement des modèles analytiques de comportement.

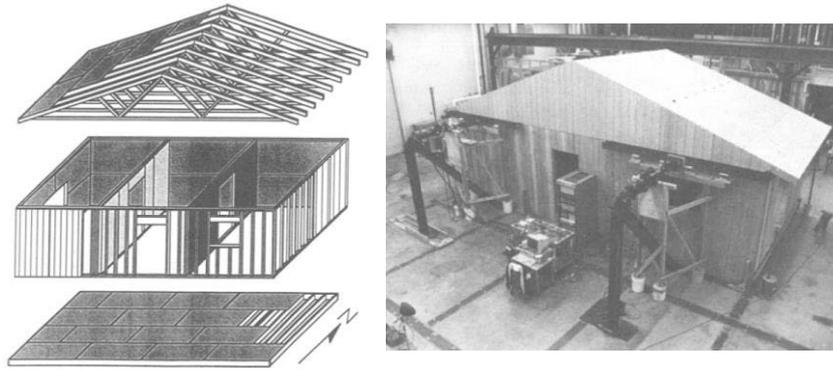


Figure I-8. Structure (MOB) testée par Phillips [PHI 1993].

Afin d'étudier l'influence des différents éléments composant la structure, des chargements horizontaux symétriques ou excentrés ont été appliqués lors des différentes étapes de construction. Des capteurs de force ont été mis en œuvre au droit de chaque ancrage de mur (reprise de l'effort tranchant à la base et reprise du moment de renversement). En outre, quatre étapes de construction et d'essai ont été considérées :

- Les murs de contreventement parallèles au chargement sont revêtus avec un voile travaillent d'un seul côté.
- Deux voiles travaillants sont mis en œuvre pour chaque mur.
- Des murs transversaux au sens du chargement sont ajoutés.
- La structure de toiture est ajoutée.

Les résultats ont permis de conclure que l'addition d'une deuxième couche des panneaux (voiles travaillants) se traduit par une augmentation de la raideur des murs. Ce gain peut être considéré comme le double. Lors de la troisième étape de construction, il a été observé que les murs transversaux au chargement ne reprennent que 15% de la charge appliquée. Cependant ces pourcentages tendent à diminuer au fur et à mesure que le chargement augmente. Il a été aussi montré que ces murs ne participent pas à la distribution des charges entre les murs de contreventement. Ainsi les auteurs suggèrent que ces murs peuvent être négligés vis-à-vis de la distribution des efforts horizontaux. Enfin, bien qu'il soit souvent considéré que le diaphragme horizontal en bois correspond à un diaphragme flexible, pour le cas étudié, les auteurs suggèrent que la structure de toiture réagisse plutôt comme un diaphragme rigide. Ainsi la distribution des efforts dépend de la raideur relative des murs et de leur position.

Afin de connaître le comportement dynamique des diaphragmes en bois, en 1998 une campagne expérimentale sur des murs de contreventement en bois a été conduite [DIN 1998]. Cette campagne a servi pour le calage de modèles de connexion panneaux-poutraison. Douze murs de 2,4x2,4m² ont été testés avec différents types de chargement horizontaux dans leur plan. Les principaux objectifs de ces expériences ont été : la détermination de la résistance des murs et de

comparer le comportement dynamique avec le comportement statique. En comparaison aux essais statiques, la charge ultime mesurée dans les expériences dynamiques se montre légèrement plus faible et le coefficient de ductilité diminue entre 34 et 42%. Le mode de rupture observé dans les tests statiques correspond à l'arrachement des clous entre panneaux et cadres et à la rupture des lisses inférieures. Pour le cas des chargements dynamiques, le principal mode de défaillance a été l'arrachement et la rupture des clous de la connexion panneaux-cadre sous sollicitation répétée. En outre, le comportement dynamique montre une réduction de la charge maximale et de la raideur au fur et à mesure des cycles pour un déplacement donné.

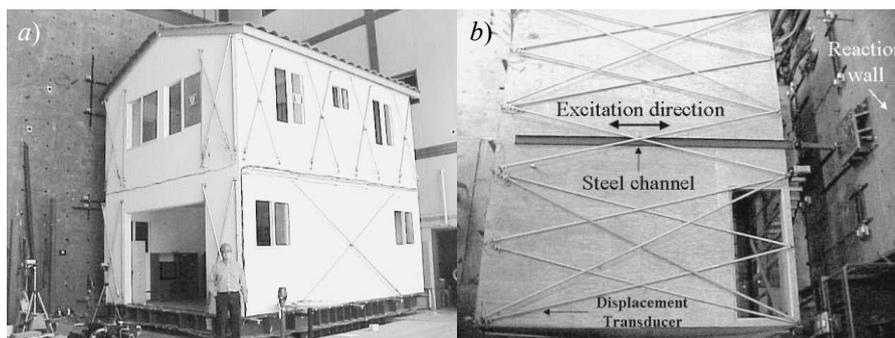


Figure I-9. Structure testée par Filiatrault [FIL 2002]. a) Maison RdC+1. b) Plancher diaphragme avec trémie.

Plus tard, une étude expérimentale sur une maison à ossature en bois de deux étages a été réalisée [FIL 2002], cf. **Figure I-9**. L'objectif de cette étude a été la détermination de la raideur dans le plan des planchers diaphragmes en prenant en compte son interaction avec les murs de contreventement. Quatorze configurations différentes de diaphragme et de la structure de contreventement ont été étudiées. Les différents paramètres étudiés ont été la densité et le type de connexion panneaux-poutraison (clouage et colles), la présence ou non d'entretoises, l'influence des murs transversaux (au-dessous et au-dessus du plancher) par rapport à la direction de chargement, et l'impact du matériau constituant les voiles travaillants des murs. Lorsque le plancher ne présente pas d'entretoises, les expériences réalisées ont montré qu'une réduction de 50% de la densité de la connexion panneaux-poutraison, ne se traduit que dans une faible réduction de la raideur du plancher. Par contre, la mise en œuvre des entretoises conduit à une importante augmentation de la raideur au cisaillement du plancher. La connexion panneaux-poutraison ainsi que les entretoises, présentent peu d'influence sur la raideur en flexion dans le plan du plancher. Cependant celle-ci est fortement dépendante des poutres de chaînage. Ainsi, les murs perpendiculaires à la direction du chargement réagissent comme des poutres de chaînage additionnelles. Ceci se traduit par une augmentation de la raideur en flexion dans le plan du plancher. Il a été également observé que l'augmentation de la raideur globale du plancher se traduit par une diminution du taux d'amortissement visqueux du plancher

diaphragme. En outre, la comparaison des résultats expérimentaux avec ceux prédits par la méthode simplifiée pour le calcul des déplacements du plancher (cf. §I.3.1), montre une grande différence lorsque la structure est composée uniquement par le plancher et les murs au-dessous ; la méthode analytique tend à surestimer la raideur du plancher. Dans le cas contraire, lorsque les murs au-dessus du plancher sont ajoutés, cette méthode prédit des déplacements plus importants.

Dû à une nouvelle réglementation sismique qui considérait une nouvelle zone sismique et des accélérations de calculs plus élevées aux Etats Unis, l'A.P.A. conduit une campagne expérimentale sur onze planchers en bois [TIS 2004]. Pour cette campagne, les essais de flexion dans le plan des planchers sont conçus pour mobiliser de grands efforts de cisaillement. Ces planchers ont été réalisés en considérant plusieurs variantes : une double couche des panneaux, un clouage plus dense et une connexion par des agrafes et des colles. Dans le cas des planchers avec trémies, un renforcement autour des ouvertures a été considéré. L'analyse des résultats a montré qu'ajouter une deuxième couche des panneaux, se traduit par une augmentation de la résistance du plancher (2 fois plus importante). En outre, une densification du clouage panneaux-poutraison a également pour conséquence une augmentation de la résistance, mais ceci requiert des solives et des entretoises plus larges afin de ne pas endommager le bois à cause d'un clouage très dense. Ainsi, une connexion basée sur une combinaison des agrafes et des colles constitue une solution efficace. Enfin, la présence des trémies a très peu d'effet lorsque les zones adjacentes sont correctement renforcées.

En 2005, *The Consortium Of Universities For Research In Earthquake Engineering (C.U.R.E.E.)* a conduit une campagne expérimentale d'essais de flexion non-destructifs sur six planchers diaphragmes à échelle réelle (quatre planchers de 4,8x6m² et deux planchers de 3x12m²) [WES 2005], cf. **Figure I-10**. 132 tests ont été réalisés où les variables considérées ont été :

- La présence des entretoises et des poutres de chaînage,
- l'utilisation d'une mousse adhésive pour le renfort de la connexion panneaux-poutraison
- la présence des murs de rive,
- les différentes tailles et emplacements des trémies,
- les différentes configurations de clouage panneaux-poutraison,
- la direction du chargement (parallèle ou perpendiculaire aux solives).

Les différents essais réalisés ont permis de conclure que le facteur le plus influant sur la raideur du plancher est la connexion panneaux-poutraison. La configuration la plus performante en termes de raideur, est celle d'un plancher avec entretoises et une connexion panneaux-poutraison réalisée par des clous renforcés par une mousse adhésive. En plus, la

raideur du plancher dépendant plus de la position des trémies que de leur taille. En fait, une ouverture équivalente à 10% de la taille du plancher située dans un coin, se traduit par une réduction de la raideur beaucoup plus importante que celle que produit une ouverture de 30% située au centre du plancher. La présence des poutres de chaînage et des murs de rive, produit un incrément de la raideur flexionnelle du plancher, cependant cet effet présente une faible influence sur la raideur globale du plancher.



Figure I-10. Différentes configurations de planchers testés par Wescott [WES 2005]. a) Plancher diaphragme courant. b) Plancher sans poutres de chaînage. c) Plancher avec trémie au centre. d) Plancher avec murs périphériques.

Synthèse des expérimentations présentées

Tableau I-1. Synthèse des campagnes expérimentales présentées sur les diaphragmes horizontaux. (Auteurs, description du corps d'épreuve, variantes étudiées, observations/conclusions).

Référence	Corps d'épreuve	Variantes	Observations/conclusions
[1 Exp] 1952 Countryman DFPA - US	- 8 planchers, 4(3,6x12m ²) & 4(6x12m ²) - 6 planchers, échelle réduite (1,5x3m ²) - 5 pts de charge statique	- Avec et sans entretoises, - Avec et sans trémie, - Variantes de calepinage - Epaisseur panneaux - Connexion panneaux- poutraison	- ≡ poutre en I - Déformation par effort tranchant - Raideur et résistance déterminées par la rigidité de clouage panneaux- poutraison. - Base des formulations analytiques
[2 Exp] 1954 Countryman & Colbenson DFPA - US	- 15 planchers, échelle réelle - 2 planchers (6x18m ²)	- Différents types de bois - Différentes sections de solives et chainages - + idem 1952	- Affinage des méthodes analytiques Raideur et résistance des plancher déterminé par : - la présence ou non d'entretoises - les caractéristiques de la connexion panneau-poutraison - épaisseur des panneaux
[3 Exp]1966 Tissel APA - US	- 19 planchers (4,8x16,6m ²) - 16 points de charge	- Types de panneaux - Types de connexions	- Mise en évidence du conservatisme des normes (1/4) - Confirmation de l'importance du clouage - Validation essais 1952-54

[4 Exp] 1971 Johnson OSU - US	- Planchers (6x18m ²)	- Panneaux contreplaqué - Voiles par des lames de 76x305mm ²	-
[5 Exp] 1993 Phillips et al. WSU - US	- 1 maison R+0 - Plancher 9,8x4,9 avec 2 refends - MOB+Charpente diaph.	- Charge symétrique ou excentrée - Murs avec 1 seul ou 2 voiles - Avec ou sans murs \perp - Avec/sans diaphragme de toit	- 2 Voiles multiplient par 2 la raideur et résistance des murs. - Murs \perp ne participent pas à la distribution des efforts entre le CVTs. - Diaphragme horizontal distribue les efforts vers le CVTs
[6 Exp] 1998 Dinehart & Shenton UoD - US	- 12 murs CTV 2,4x2,4m ²	- Charge dynamique, statique	- Résistance dynamique plus faible qu'en statique \approx 40% de réduction de la ductilité. - Rupture au niveau des connecteurs panneaux-cadre (Arrachement des clous / fatigue)
[7 Exp] 2002 Filiatrault et al. CUREE - US	- 1 maison R+1 - chargement quasi-statique - 14 configurations de diaphragme et de CVTs	- Densité et type de connexion panneau-poutraison - Plancher avec/sans entretoises - Murs \perp - Types de voiles	- Importante influence des entretoises sur la raideur de cisaillement du plancher - Murs \perp réagissent comme des poutres de chaînage - \uparrow raideur diaph \rightarrow \downarrow amortissement - Grande différence entre le calcul analytique et l'expérimentation
[8 Exp] 2004 Tissel & Elliott APA - US	- 11 planchers, échelle réelle	- Double couche de panneaux - Plusieurs types de connexion panneaux-poutraison - Plancher avec trémie	- 2 couches panneaux \rightarrow Résistance x 2 - Agrafes+colle solution performante - Renfort autour des trémies \downarrow effets négatifs sur la raideur
[9 Exp] 2005 Wescott CUREE - US	- 4 planchers 4,8x6 - 2 planchers 3x12 - 132 configurations	- Avec/sans entretoise - Avec/sans poutres de chaînage - Configuration de clouage panneau-poutraison - Renfort de connexion avec Colle - Murs de rive, - Taille & emplacement trémie - Direction du chargement	- Prédominance du clouage sur le comportement du diaphragme - Maximum de raideur pour entretoises + clous & colle - 1 trémie de 10% de la surface en angle \equiv 1 trémie 30% au centre - Influence faible des murs \perp

1.2.2 Modélisations numériques des diaphragmes en bois

Puisque les planchers diaphragmes et les murs de contreventement en bois sont des structures de grandes dimensions, la réalisation des essais à échelle réelle est relativement complexe. En fait, des moyens importants sont nécessaires pour conduire à bien de tels essais : du matériel spécifique pour l'application des charges, une instrumentation conséquente pour rendre compte du comportement de la structure et de ses composants, une plateforme d'essai spécialement adaptée aux tests à grande échelle. De plus, de tels essais sont particulièrement chronophages. En conséquence, des simulations numériques se montrent comme une alternative attrayante pour étudier ce type de structures.

Le principal objectif de ce type d'approche, est de développer des modèles représentatifs du comportement mécanique des structures étudiées (déplacements, distribution des contraintes...). De cette manière, des études paramétriques peuvent être conduites afin de mieux comprendre le comportement sans avoir besoin de réaliser de nombreuses et coûteuses expériences en laboratoire. Ainsi, de nombreux travaux de recherche ont été centrés sur le développement et la validation des modèles numériques par éléments finis.

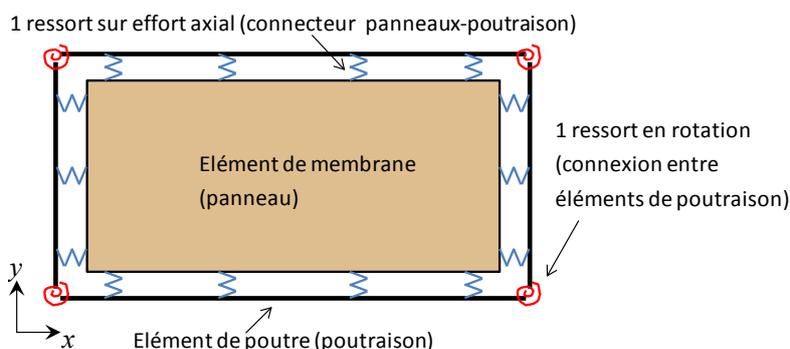


Figure I-11. *Modèle numérique proposé par Foschi [FOS 1977].*

Les résultats expérimentaux présentés en §I.2.1, ont permis de conclure que la source de non-linéarité la plus importante dans le comportement mécanique des planchers et des murs diaphragmes, correspond à la connexion panneaux-poutraison. Ainsi, en 1977 une modélisation par éléments finis des diaphragmes en bois est présentée [FOS 1977]. Dans ce travail l'auteur propose un modèle en 2D où les poutres et montants qui composent les diaphragmes sont représentés par des éléments du type poutres élastiques (cf. **Figure I-11**). En plus, la connexion entre ces éléments est modélisée par un ressort avec un comportement non-linéaire en translation et rotation. Les panneaux sont représentés par des éléments finis de type membrane avec un comportement élastique-orthotrope. La connexion panneaux-poutraison a été modélisée par un ressort non-linéaire travaillant sous effort axial. Ces comportements non-linéaires ont été déterminés à partir des relations théoriques proposés par [WIL 1972, LAR 1973]. Ce modèle a été utilisé pour étudier un plancher diaphragme rectangulaire en bois de 6x18m². Due aux capacités informatiques limitées de l'époque, le modèle proposé présentait un nombre réduit de degrés de liberté. En conséquence, ce plancher a été modélisé de manière très simplifiée en considérant 6 solives et 5 grands panneaux. Les résultats numériques en termes des déplacements, ont été comparés aux résultats expérimentaux obtenus par [JOH 1971]. Ainsi la modélisation numérique se montre plus pessimiste que l'expérimentation. En plus, une étude de la distribution des contraintes sur le chaînage a montré une différence de 24% entre les résultats numériques et ceux obtenus par la théorie de résistance des matériaux. En outre, une analyse paramétrique a montré que la variation de la rigidité de connexion entre les éléments de la poutraison ne présente qu'une très faible influence sur la raideur globale du

diaphragme. En fait, les facteurs les plus déterminants restent la rigidité de connexion panneaux-poutraison et les propriétés mécaniques des panneaux.

En 1984 une nouvelle formulation en éléments finis pour la modélisation des panneaux des diaphragmes en bois est proposée [ITA 1984]. Ce modèle en 2D, n'impose pas de restrictions ni dans la disposition des panneaux ni dans le type de chargement. De même manière que le modèle antérieur, la poutraison et les montants ont été modélisés par des éléments poutres avec un comportement élastique-linéaire. Cependant, les panneaux ont été modélisés par l'intermédiaire d'éléments surfaciques carrés à quatre nœuds avec un comportement élastique-isotrope. La principale différence par rapport au modèle précédent réside dans la modélisation de la connexion. La nouvelle approche, modélise la connexion panneaux-poutraison par l'intermédiaire d'un couple de ressorts non-linéaires et orthogonaux entre eux, cf. **Figure I-12**. Cette approche présente l'avantage de pouvoir prendre en compte le glissement de la connexion dans deux directions. En plus, ce modèle suppose une distribution uniforme des connecteurs. Afin de valider le modèle proposé, une comparaison des résultats numériques et expérimentaux a été réalisée. Sept configurations différentes des diaphragmes verticaux en bois (murs de contreventement) ont été considérés [FOS 1982, EAS 1982]. Les résultats obtenus ont montré une bonne corrélation avec une différence qui varie du 6% à 41% selon diaphragme étudié. Cependant, au contraire du modèle proposé par [FOS 1977], le modèle actuel montre des résultats plus optimistes (raideur plus élevée). En outre, le temps de calcul et le matériel informatique requis pour ce modèle deviennent très importants en comparaison au modèle précédent.

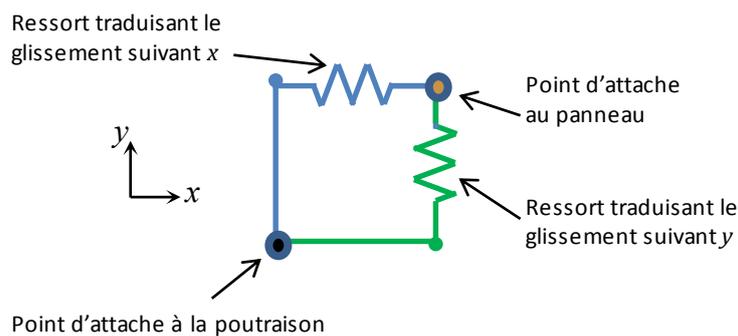


Figure I-12. *Modèle de connexion par 2 ressorts orthogonaux proposé par Itani et Cheung [ITA 1984].*

Afin de réduire les ressources informatiques nécessaires pour le calcul d'un modèle de diaphragme, Falk [FAL 1988, FAL 1989] proposent une approche en 2D qui réduit de 40% les degrés de liberté du modèle antérieurement présenté [ITA 1984]. En se basant sur les modèles précédents, cette nouvelle formulation propose condenser les propriétés mécaniques d'un groupe de connecteurs réels dans un seul connecteur fictif. De cette manière, la rigidité des

plusieurs connecteurs est couplée dans un seul par des ressorts orthogonaux. En plus, cette approche permet de considérer différentes densités de connexion selon la géométrie du diaphragme étudié. Une validation par rapport aux résultats expérimentaux a été conduite, ainsi un total de dix diaphragmes horizontaux et verticaux ont été analysés [TIS 1966]. Les résultats numériques et expérimentaux sont proches, toutefois la modélisation montre des valeurs de raideur plus élevées. Il faut noter que les planchers testés présentaient des discontinuités au niveau des poutres de chaînage ce qui n'étaient pas prises en compte dans l'approche numérique. En outre, le modèle proposé a été employé pour conduire une étude paramétrique sur un plancher-diaphragme. Ainsi, la raideur du plancher a été analysée en fonction de différents facteurs : La rigidité de connexion, la distribution des connecteurs, les propriétés mécaniques de la poutraison et des panneaux, ainsi que la présence ou non des entretoises. Cette étude a montré que la raideur du plancher est particulièrement sensible à la rigidité de connexion panneaux-poutraison. Sous faible chargement (connecteurs sous un comportement élastique-linéaire) une variation de 20% de la rigidité de connexion entraîne une variation de 10% dans la raideur du plancher. Cependant, après la plastification des connecteurs, une variation de 20% de la rigidité de connexion produit une modification de 22% dans la raideur globale du plancher. En plus, l'étude de la sensibilité de la raideur du plancher vis-à-vis de la distribution des connecteurs, montre que le comportement mécanique du plancher est beaucoup plus affecté par les connecteurs situés aux bords des panneaux, plutôt que par ceux placés à l'intérieur. Enfin, il a été déterminé que la raideur du plancher est fortement sensible à la présence des entretoises. Le plancher sans entretoises, montre une perte entre 35% et 50% de raideur en fonction de la charge appliquée.

En 1991 *Dolan* [DOL 1991a] présentent un nouveau modèle numérique permettant de prendre en compte des facteurs non considérés par les modèles précédents. Leur modèle remplace l'élément plan membrane en 2D (4 degrés de liberté par nœud) couramment utilisé pour la modélisation des panneaux, par un élément fini du type coque-membrane avec 6 degrés de liberté par nœud. Ainsi, cet élément, avec un comportement élastique orthotrope, est capable de traduire la déformation hors plan des panneaux. En plus, une modification sur la modélisation de la connexion panneaux-poutraison est apportée. Le nouvel élément de connexion est constitué de trois ressorts non-linéaires orthogonaux entre eux. Deux ressorts se plaçant dans le plan du diaphragme permettent représenter le glissement de la connexion, et un troisième ressort perpendiculaire à ce plan est utilisé pour traduire la déformation hors plan des connecteurs (cf. **Figure I-13a**). En plus, un nouvel élément permettant la prise en compte du contact entre deux panneaux adjacents est implémenté. Pour cet effet, des ressorts avec un comportement bilinéaire sont intercalés entre deux panneaux. Ces ressorts, en liant les bords des panneaux adjacents, présentent une grande rigidité en compression et une rigidité nulle en

traction (cf. **Figure I-13b**). Le modèle proposé a été validé en modélisant un mur de contreventement en bois de $2,4 \times 2,4 \text{ m}^2$, fixé au sol et sollicité horizontalement au sommet dans son plan. Ce modèle a été confronté aux résultats expérimentaux obtenus par [DOL 1989]. La comparaison des résultats en termes de déplacements a montré que le modèle numérique s'ajuste bien à l'approche expérimentale. Toutefois, ce modèle numérique présente des résultats pessimistes en termes de raideur. L'auteur conclut que les différences observées peuvent être expliquées à partir d'une estimation inexacte de la rigidité de connexion panneaux-poutraison.

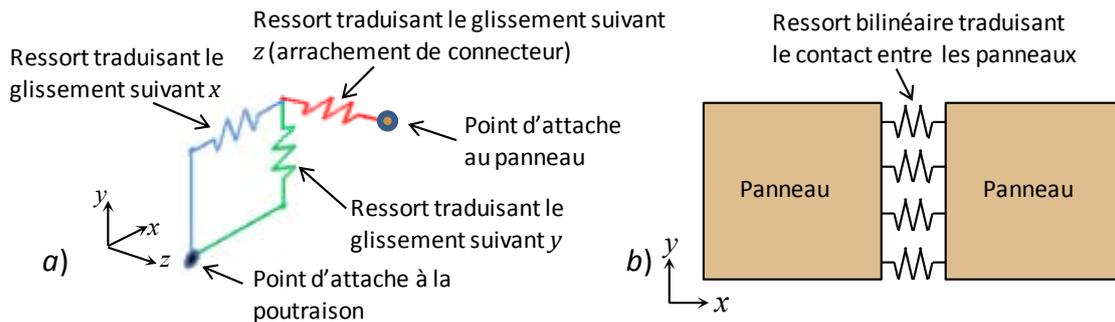


Figure I-13. Modèle proposé par Dolan [DOL 1989]. a) Connexion par 3 ressorts orthogonaux. b) Modèle de contact entre panneaux avec des ressorts bilinéaires.

D'autre part, le grand nombre de degrés de liberté présentés par les modèles proposés, résulte dans un calcul numérique lourd. Ceci a limité la taille de la structure modélisée et de cette manière l'analyse d'un bâtiment entier devient impossible. En conséquence, Kasal [KAS 1992] proposent une méthode de réduction des degrés de liberté pour la modélisation des diaphragmes verticaux. Leur méthode consiste à confectionner dans une première étape, un modèle détaillé des diaphragmes isolés selon une des techniques de modélisation antérieurement décrites. Ce modèle de structure isolé, sert à caler un deuxième modèle en treillis équivalent où la rigidité des panneaux et des connecteurs sont traduits par la rigidité axiale des diagonales du treillis. Ensuite, plusieurs modèles de treillis équivalents sont couplés afin de modéliser la structure complète de bâtiment. Cette approche permet ainsi de réduire de manière considérable les ressources informatiques nécessaires pour l'analyse des structures à ossature en bois. Cependant, cette méthode de modélisation doit être alimentée par une autre approche numérique, analytique ou expérimentale.

En 1995 White et Dolan [WIT 1995] reformulent le modèle précédent de Dolan [DOL 1991a], et intègrent la possibilité de considérer une dégradation de la rigidité des connecteurs en fonction des chargements dynamiques selon le travail développé par Dolan [DOL 1991b]. En plus, il a été démontré que la rigidité hors plan de la connexion panneaux-poutraison (pointes travaillant à l'arrachement) ne présente qu'une très faible influence sur le comportement des diaphragmes verticaux. Ainsi, il a été conclu que ce type de connexion peut être modélisé en considérant

uniquement un couple de ressorts dans le plan du diaphragme. De cette manière, le nombre des degrés de liberté a été réduit et ainsi le temps du calcul. Ce modèle a été validé par rapport aux résultats expérimentaux obtenus par *Dolan* [DOL 1989]. Deux murs de 2,4x2,4m² avec deux types de panneaux ont été modélisés. Ces murs ont été testés au cisaillement dans le plan avec des chargements statiques et dynamiques. Les résultats ont été comparés en termes de résistance et de déplacement pour le cas statique, et en termes de déplacements, vitesse, accélération, et résistance pour le cas dynamique. Pour les deux types de sollicitation, une très bonne corrélation des résultats a été trouvée. Il a été aussi vérifié que la réduction des degrés de liberté du modèle n'induit pas une grande perte de précision des résultats. Cependant, cette conclusion reste valable uniquement pour des murs avec des voiles travaillants suffisamment épais pour empêcher leur flexion hors plan. Dans ce cas, le panneau modélisé présentait une épaisseur minimale de 9 mm.

Basés sur les différentes approches numériques existantes, *Tarabia* [TAR 1997a] développent en 1997 une méthodologie pour la modélisation 3D des bâtiments à ossature en bois. Dans leur approche la structure du bâtiment est modélisée comme un ensemble de diaphragmes interconnectés. Afin que le calcul soit possible, ces diaphragmes présentent un nombre réduit de degrés de liberté et ils ne considèrent pas les déformations hors plan. Les modèles de diaphragmes ont été validés individuellement par rapport aux expériences statiques et dynamiques conduites par *Dolan* [DOL 1989] et par *Phillips* [PHI 1990]. Plus tard, *Tarabia* [TAR 1997b] utilisent leur approche pour étudier le comportement sismique d'une maison de plain-pied (RdC+0). Une modélisation en 3D du bâtiment soumise à un chargement dynamique, a permis d'analyser 11 configurations de structure. Ainsi, les principaux paramètres étudiés ont été : l'élanement du plancher, la distribution des efforts vers les murs de contreventement, la dissymétrie de raideur des murs, l'influence des murs perpendiculaires au chargement. Les écarts entre la modélisation et l'expérimentation varie est de 2 à 15 % pour les déplacements, et de 4% pour les réactions. La force sismique estimée dans la structure est supérieure à celle préconisée par le code (International building code version 1991) [IBC 1991]. Il est également constaté que la raideur du plancher diaphragme diminue au fur et à mesure que l'élanement augmente. En outre, la répartition des efforts vers les murs dépend du rapport de raideur entre les diaphragmes verticaux et horizontaux. En outre, une dissymétrie de raideur des différents murs de contreventement induit des effets de torsion, qui engendrent des rotations et déplacements importants du bâtiment. Enfin, il a été déterminé que les murs transversaux mobilisent entre 12 et 17% des efforts horizontaux, en conséquence la non-prise en compte de ces murs se traduit par un calcul conservatif.

Une nouvelle approche numérique pour la modélisation du comportement cycliques de la connexion panneaux-poutraison a été présentées [DAV 1997, DAU 1998]. Ces modèles ont pour objectif prendre en compte la dégradation des connecteurs lors des sollicitations cycliques. Ce modèle considère que la connexion sous sollicitation cyclique présente les caractéristiques suivantes :

- Un comportement force-déplacement non-linéaire sans apparition marquée d'un écoulement plastique,
- diminution de la résistance lors d'un chargement alterné (la résistance sous chargement cyclique est plus faible que sous chargement monotone),
- pincement des boucles d'hystérésis (les boucles sont plus fines près de l'origine qu'aux extrémités).

L'ossature en bois est modélisée par des éléments finis de poutres (élastiques, isotropes). La liaison entre éléments de poutres est modélisée comme étant une rotule associée avec une rigidité de rotation variant entre zéro (rotation relative libre) et l'infini (encastrement). Les panneaux de contre-plaqué sont modélisés avec des éléments de membrane (élastiques, orthotropes), les connexions panneaux-ossature avec un système de deux ressorts perpendiculaires. En plus, une loi de non-interpénétration de maillage est appliquée aux bords des panneaux pour modéliser le contact entre eux. Les propriétés mécaniques des ressorts qui modélisent la connexion sont calibrées en fonction d'une loi force-glisement enveloppe non-linéaire. Ainsi pour prendre en compte la dégradation des connecteurs, cette courbe est modifiée en fonction de huit paramètres. Ces paramètres sont identifiés à partir des essais de cisaillement cyclique sur des éprouvettes de connexion panneaux-ossature [RIC 2002]. Plus tard, cette approche a été utilisée pour modéliser des essais dynamiques réalisés au Japon. La structure étudiée consiste en un système d'ossature en bois (deux étages) revêtue avec des panneaux contre-plaqué (uniquement les murs) [YAS 2003]. La comparaison des résultats montre une bonne concordance entre l'approche expérimentale et le modèle proposé. L'analyse des historiques de déplacement montre que le modèle numérique prédit bien le comportement de la structure lors de deux premières secondes d'essais. Ensuite ce modèle rend des valeurs de déplacement légèrement plus faibles. Les auteurs estiment que la non-prise en compte dans la modélisation de toutes les liaisons autres que par clous et ancrages, rend le modèle plus raide. Enfin, compte tenu des bons résultats du modèle, les auteurs proposent que ce modèle peut être utilisé pour conduire une étude paramétrique sur structures à ossature en bois avec une connexion cloué.

Les modèles présentés (1977-1998) ont été largement utilisés par plusieurs chercheurs sans apporter des modifications importantes. Par exemple en 2002, Hite [HIT 2002] analysent un

mur de 2,4x2,4m² en utilisant un modèle de connexion panneaux-cadre composé par deux ressorts orthogonaux. La comparaison entre l'expérimentation et le modèle numérique [DIN 1998], présente un écart relatif de 6% en domaine élastique (modèle numérique plus raide et plus résistant). Néanmoins, après plastification des connecteurs, cet écart augmente jusqu'à 20%. Les auteurs concluent que les différences rencontrées peuvent être expliquées par la méthode de modélisation de la connexion panneaux-cadre. En fait, en domaine élastique, les deux ressorts orthogonaux sont équivalents à un ressort orienté dans la direction du déplacement du connecteur. Cependant, après la plastification du connecteur, l'effort est distribué par les deux ressorts en fonction de direction de la sollicitation. Ce phénomène est expliqué en détail en §II.1.3.

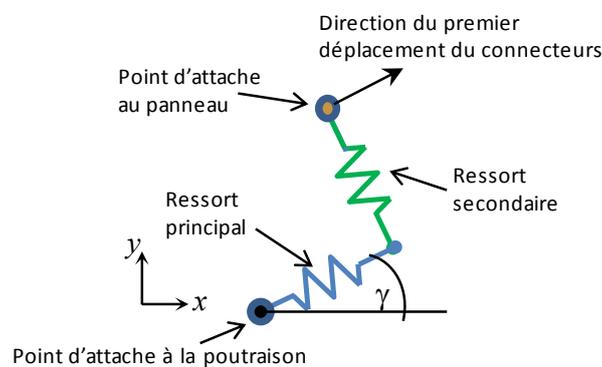


Figure I-14. *Modèle de connexion par 2 ressorts orientés proposé par Judd [JUD 2005a].*

Compte tenu de cette remarque, Judd ont étudié en profondeur les différentes méthodes de modélisation de la connexion panneaux-poutraison [JUD 2005a]. Dans leur travail, ils confirment que la méthode de modélisation par deux ressorts orthogonaux n'est pas bien adaptée lorsque la direction de la sollicitation varie selon la position du connecteur ; ce qui est le cas des diaphragmes en bois. En conséquence, une nouvelle méthode de modélisation est proposée, cf. **Figure I-14**. Cette méthode consiste en deux ressorts orthogonaux orientés : un ressort principal est orienté en direction du premier déplacement du connecteur, et un deuxième ressort est mis en place perpendiculairement à celui-ci afin de reprendre un changement de direction de la sollicitation dans le plan du diaphragme. Ce nouveau modèle de connexion a été validé par rapport aux essais réalisés par Tissell [TIS 2004]. Ainsi, un plancher-diaphragme de 4,88x14,6m² testé en flexion statique dans le plan a été modélisé avec cette méthode. En plus, un modèle avec des connecteurs représentés par une paire de ressorts orthogonaux non-orientés a été considéré. La comparaison des résultats montre une bonne corrélation entre le nouveau modèle proposé et les valeurs expérimentales. Après la plastification des connecteurs, le nouveau modèle présente des valeurs plus réalistes que le modèle à deux ressorts non-orientés, cependant par rapport à l'expérimentation, ces deux résultats numériques se montrent plus optimistes en termes de résistance. Les auteurs

suggèrent que cette différence peut être expliquée à partir de la non-prise en compte des discontinuités au niveau des poutres de chaînage. Le système de connexion proposé par *Judd* est analysé en détail dans le paragraphe **II.1.3**.

Synthèse des modèles numériques présentées

Tableau I-2. Synthèse des approches de modélisation numérique de diaphragmes en bois. Auteurs, caractéristiques des modèles, domaine d'application, observations/conclusions.

Référence	Caractéristiques	Application	Observations/conclusions
[1 Num] 1977 Foschi WFPL - Canada	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle en 2D - Poutraison = Eléments poutres élastiques - Connexion semi-rigide entre éléments de poutraison - Panneaux = Membrane orthotropes - Connexion Panneaux-Poutraison = 1 ressort non-linéaire 	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle simplifié de Plancher rectangulaire 6x18m² [JOH 1971] - Plancher divisé en 5 sections - Modélisation de 6 solives et 5 panneaux 	<ul style="list-style-type: none"> - Résultats numériques pessimistes - 24% de différence avec ka RdM - Faible influence de la semi-rigidité de connexion entre les éléments de la poutraison - Facteurs importantes : Connexion panneaux-poutraison, panneaux
[2 Num] 1984 Itani & Cheung WSU - US	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle en 2D - Pas de restrictions géométriques - Poutraison = Eléments poutres élastiques - Panneaux = Membrane isotropes - Connexion Panneaux-Poutraison = 2 ressort non-linéaire orthogonaux 	<ul style="list-style-type: none"> - 7 Murs de CTV [FOS 1982, EAS 1982] - Distribution uniforme des connecteurs 	<ul style="list-style-type: none"> - De 6 à 41% de différence par rapport à l'expérimentation. - Résultats plus optimistes - Importante temps de calcul
[3 Num]1988 Falk & Itani ASCE - US	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle en 2D basé sur [2 Num] - 60% DDL/modèle [2 Num] - Regroupement des connecteurs 	<ul style="list-style-type: none"> - 10 diaphragmes horizontaux et verticaux - Différentes densités et rigidité de connexion - Propriétés des éléments de poutraison et des panneaux - Avec/Sans entretoises 	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle plus raide que l'expérimentation - Forte influence de la rigidité de clouage. - Connecteurs au périmètre des panneaux + importants - Plancher sans entretoises 35 à 50% moins rigide ce ceux avec
[4 Num]1991 Dolan & Foschi ASCE - US	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle en 3D - Panneaux = Coque-membrane orthotropes - Connexion panneaux-poutraison = 3 ressorts ⊥ - Ressort bilinéaire pour le contact entre les panneaux 	<ul style="list-style-type: none"> - Modélisation sur murs CVT 2,4x2,4 - Comparaison aux résultats expérimentaux de [DOL 1989] - Pris compte déformation hors plan 	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle plus souple que l'expérimentation - Forte influence de la rigidité de clouage. - Modèle lourd appliqué à une petite structure.
[5 Num]1992 Kasal & Leichti OSU - US	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle de treillis associé à un modèle détaillé 	<ul style="list-style-type: none"> - Application a des structures complètes de bâtiment 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des ressources informatiques - Besoin d'un modèle détaillé de calage

<p>[6 Num]1995 White & Dolan VPI – US</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Reformulation du modèle [4 Num] - Loi de dégradation des connecteurs pour un chargement cyclique 	<ul style="list-style-type: none"> - Modélisation sur murs CVT 2,4x2,4 - Comparaison aux résultats expérimentaux de [DOL 1989] - Prise en compte du comportement statique et dynamique des murs 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des ressources informatiques - Peu d'influence du comportement hors plan de la connexion panneaux-poutraison. - Bon corrélation des résultats numériques-expérimentaux - Comportement hors plan des murs dépende de l'épaisseur des voiles.
<p>[7 Num]1997 Tarabia & Itani WSU – US</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle 3D de MOB - Couplage des diaphragmes horizontaux et verticaux - Importante réduction des DdL - Déformation dans le plan des diaphragmes 	<ul style="list-style-type: none"> - Validation des modèles individuelles des diaphragmes H et V. - Modélisation 3D d'une maison RdC+0 - Comportement dynamique - 11 configurations de structure 	<ul style="list-style-type: none"> - La raideur du plancher diminue avec l'élanement - La répartition des efforts dépende du rapport de raideur entre les murs et le plancher - Une dissymétrie dans la raideur des murs génère des effets de torsion - Les murs transversaux reprennent entre 12 et 17% des efforts
<p>[8 Num] 1997/1998 Davenne et al. CNRS – France</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle 2D basé sur [4 Num] - Pris en compte de l'endommagement de la connexion sous chargement cyclique - Contact entre les panneaux 	<ul style="list-style-type: none"> - Application sur des murs de CTV - Paramètres de connexion calés sur essais élémentaires - Modélisation MOB RdC+1 - Etude du comportement dynamique des murs 	<ul style="list-style-type: none"> - Bonne approximation du modèle numérique avec l'expérimentation. - Bonne prédiction des déplacements pour le début d'essai. - La semi-rigidité de la connexion entre les éléments de la poutraison doit être prise en compte - Modèle exploitable pour des analyses paramétriques.
<p>[9 Num]2002 Hite & Shenton UoD – US</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Modèle basé sur [4 Num] - Modélisation des ancrages des murs avec un ressort élastique-linéaire 	<ul style="list-style-type: none"> - Modélisation des murs de CVT 2,4x2,4m2 - Etude de l'influence d'un chargement vertical sur le mur 	<ul style="list-style-type: none"> - En domaine élastique le modèle numérique est 6% plus raide que l'expérimentation. - Après la plastification des connecteurs la différence augmente à 20%. - Une charge verticale sur le mur permet d'augmenter la raideur dans le plan, mais réduit la résistance - Le modèle avec 2 ressorts peut surestimer la raideur de la connexion.
<p>[10 Num] 2005 Judd & Fonseca ASCE – US</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Etude approfondie de la modélisation de la connexion panneaux-poutraison - Modèle de connexion 2 ressorts orientés 	<ul style="list-style-type: none"> - Modélisation plancher 4,88x14,6m2 [TIS 2004] - Etude du comportement statique 	<ul style="list-style-type: none"> - Résultats plus réalistes qu'un modèle avec 2 ressorts non-orientés - Modèle numérique plus raide que l'expérimentation - Modélisation des assemblages de chaînage peut améliorer les résultats globaux.

1.2.3 Modèles analytiques

Les premières approches analytiques pour l'analyse des diaphragmes horizontaux ont considéré les planchers comme une poutre courte [COU 1952]. La déformation de cette poutre a été calculée en prenant en compte uniquement les effets de flexion sur le chaînage et les effets de cisaillement sur les panneaux. La connexion panneaux-poutraison est considérée comme rigide.

Cependant les campagnes expérimentales réalisées entre les années 1952 et 1971 (**§1.2.1**) ont rendu compte des autres facteurs qui interviennent sur le comportement dans le plan des planchers.

En plus des observations expérimentales, des approches analytiques développées originalement pour les murs de contreventement, ont servi de base pour le développement d'une méthode de calcul simplifiée des planchers en bois. Par exemple, en 1978 *Tuomi* [**TOU 1978**] présentent une méthode analytique basée sur la résistance individuelle des connecteurs panneaux-cadre (clous), avec les hypothèses suivantes :

- La relation force-déplacement des connecteurs est élastique-linéaire,
- L'ossature (montants et lisses) des murs se déforme comme un parallélogramme,
- Les voiles travaillants (panneaux) ne se déforment pas,
- La charge appliquée est statique,
- Les déformations sont petites par rapport à la taille de la structure analysée.

Gupta [**GUP 1985**] prennent en compte la déformation par cisaillement des panneaux, le glissement des connecteurs panneaux-ossature et la déformation par flexion des montants. Ce modèle est développé à partir du comportement élastique-linéaire des connecteurs, cependant les auteurs suggèrent que le comportement non-linéaire peut être pris en compte en considérant la rigidité sécante de la loi force-déplacement.

McCutcheon [**MCU 1973**] propose un modèle analytique pour la prise en compte de la non-linéarité de connexion. Ce modèle, en se basant sur un équilibre énergétique, cherche à prévoir la résistance dans le plan des murs de contreventement. Pour la formulation du modèle, l'auteur considère les hypothèses suivantes :

- La loi non-linéaire des clous est de type exponentiel,
- les clous situés aux coins des panneaux sont les plus sollicités et ils se déplacent en direction de la diagonale du panneau,
- les clous sont mis en place avec un espacement constant,
- la déformation par cisaillement du cadre et des panneaux est également prise en compte.

D'un autre côté, *Patton-Mallory* [**PAT 1987**], étudient quatre approches mathématiques pour la modélisation du comportement non-linéaire des connecteurs : une courbe asymptotique, une exponentielle, une logarithmique et une hyperbolique tangente. Ils concluent que l'approche par une courbe asymptotique se montre comme la mieux adaptée. Les auteurs concluent que les modèles avec courbes exponentielles et logarithmiques présentent des bons résultats,

cependant l'application est limitée à un faible chargement (déplacement limité). L'approche par une courbe du type hyperbolique tangente ne semble pas apte à modéliser les connecteurs panneaux-poutraison.

En conséquence l'APA présente une méthode simplifiée pour le calcul des déplacements des diaphragmes horizontaux et verticaux. Cette méthode est expliquée en détail dans les sections **I.3.1** et **I.3.2**.

D'autre part, *Kamiya* [KAM 1990] centre son travail sur le développement d'une méthode analytique simplifiée pour la détermination des efforts autour des trémies dans les planchers. Dans cette procédure, le plancher diaphragme est modélisé comme une structure de treillis qui prend en compte uniquement la rigidité de cisaillement des panneaux et de leurs connecteurs. De cette manière, l'effort de cisaillement autour des ouvertures est déterminé à partir des efforts mobilisés par les éléments de la structure de treillis. Plus tard, en 1998 *Kamiya* [KAM 1998] proposent un nouveau modèle basé sur un équilibre des efforts internes dans le plancher. Dans ce nouveau modèle, il est supposé que les efforts de cisaillement originalement mobilisés par la zone occupée par l'ouverture dans un plancher sans trémies, sont maintenant repris par les solives et entretoises situés au bord de la trémie. Une campagne expérimentale conduite sur trois planchers, dont deux avec trémies, a permis vérifier la validité des deux modèles proposés *Kamiya* [KAM 1990]. Les auteurs concluent que bien que les deux approches analytiques présentent certaines différences par rapport aux résultats expérimentaux, les résultats analytiques restent acceptables.

I.3 APPROCHES NORMATIVES POUR L'ANALYSE DES DIAPHRAGMES EN BOIS

Les paragraphes précédents rendent compte de la grande influence de la raideur relative des planchers et des murs sur la distribution des efforts dans la structure d'un bâtiment en bois. Plusieurs chercheurs ont consacré leurs travaux à mieux comprendre le comportement mécanique de ce type de structures. En conséquence, les codes de calcul sismique et de calcul des structures en bois ont intégré progressivement les concepts liés à la raideur et à la résistance dans le plan des planchers et des murs. De ce fait, afin de pouvoir déterminer la répartition des efforts horizontaux au sein de la structure, les codes de calcul actuellement proposent des bornes qui classent les planchers comme rigides ou flexibles. Ainsi, par exemple le code américain *Special design provisions for wind and seismic* [AFPA 2008] définit un plancher flexible comme :

- « *Un diaphragme est flexible vis-à-vis de la distribution des efforts horizontaux de cisaillement, si le déplacement maximal dans son plan dû à une charge latérale est plus grand que 2 fois le déplacement moyen horizontal des éléments verticaux qui le supportent sous une charge associée à une distribution de surface d'influence* ».

Dans le cas contraire le plancher est considéré comme un diaphragme rigide. Le *Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* [NEHRP 1997] retient cette même définition pour un plancher flexible. Cependant, dans ce guide, une nouvelle classe de planchers est considérée ; ainsi le plancher diaphragme rigide est redéfini comme :

- **Plancher Diaphragme rigide** : « *Un diaphragme peut être considéré rigide si son déplacement maximal dans son plan dû à une charge latérale est plus petit que 0,5 fois le déplacement moyen horizontal des éléments verticaux qui le supportent sous une charge associée à une distribution de surface d'influence* ».
- **Plancher Diaphragme semi-rigide** : « *Plancher-diaphragme qui ne peut pas être classé comme flexible ou rigide* ».

En Europe, l'Eurocode 8 [CEN 1998] suggère une autre définition pour un plancher diaphragme rigide :

- **Plancher Diaphragme rigide** : « *Le diaphragme est considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point les déplacements résultant de l'hypothèse du diaphragme rigide de plus de 10 % des déplacements horizontaux absolus correspondants dans la situation sismique de calcul* ».

Pour mieux illustrer les différences entre les limites proposées par les divers codes, la **Figure I-15** reprend les résultats présentés pour le cas de plancher sur trois murs étudié en §I.1.2 (cf. **Figure I-6**). Ainsi, ce graphique traduit les différentes bornes citées ci-dessus.

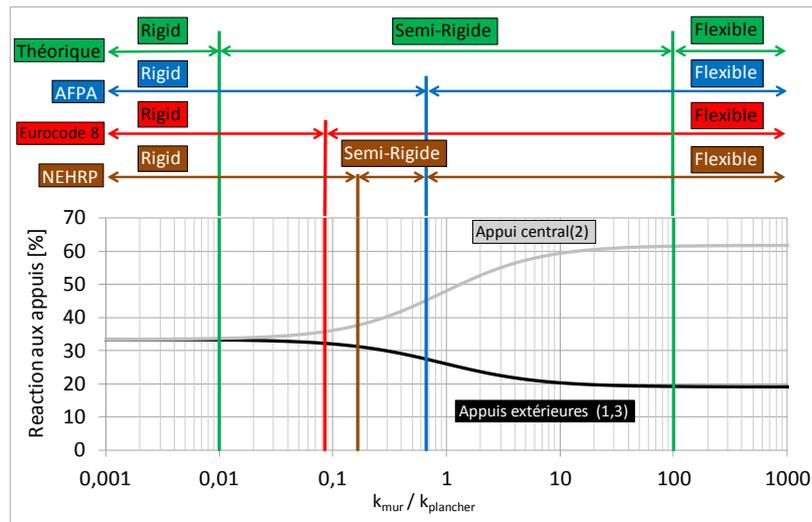


Figure I-15. Différentes bornes de classement des planchers selon leur raideur.

Sur cette figure, on peut observer que pour le cas étudié, la limite entre un plancher diaphragme rigide et flexible proposée par l'A.F.P.A se trouve pour un rapport des raideurs $k_{mur}/k_{plancher}$ égal à 0,66 (ligne bleue). Par contre, l'Eurocode considère que cette limite est donnée pour un rapport de 0,085. Cette borne garantit la validité de rigidité du comportement en diaphragme du plancher (différence entre les efforts repris par les murs inférieure à 10%). Notons que la seule approche normative qui prend en compte un plancher semi-rigide est le N.E.H.R.P. Néanmoins, ce domaine de semi-rigidité est limité devant la diversité des configurations pouvant être envisagées.

Le classement des planchers diaphragmes en fonction de leur raideur permet de déterminer quelle est la méthode de calcul de distribution des efforts la mieux adaptée selon les caractéristiques mécaniques du plancher et des murs de contreventement. De cette manière, ces codes de calcul proposent principalement deux approches qui sont illustrés dans la **Figure I-16**.

Si le plancher peut être considéré comme un diaphragme rigide, la distribution des efforts est déterminée au prorata de la rigidité relative des appuis (l'exemple est basé sur trois murs de même raideur). Dans le cas contraire, si le plancher est flexible par rapport aux murs, la distribution des efforts est souvent réalisée en fonction de la surface d'influence de chaque mur. Ces hypothèses présentent l'avantage d'une application simple, cependant les efforts calculés de cette manière peuvent conduire à des structures soit surdimensionnées, soit peu sécuritaires. Si, pour l'exemple étudié ici, on suppose un plancher diaphragme flexible avec un rapport $k_{mur}/k_{plancher}$ égale à 2, la méthode de calcul selon la surface d'influence considère que les murs extérieurs sont sollicités par 19% de la charge totale appliquée sur le plancher. Le mur intérieur doit ainsi supporter le 62% de charge. Pourtant selon la **Figure I-15** la distribution réelle des efforts correspond à 24% pour les murs extérieures et 52% pour le mur intermédiaire.

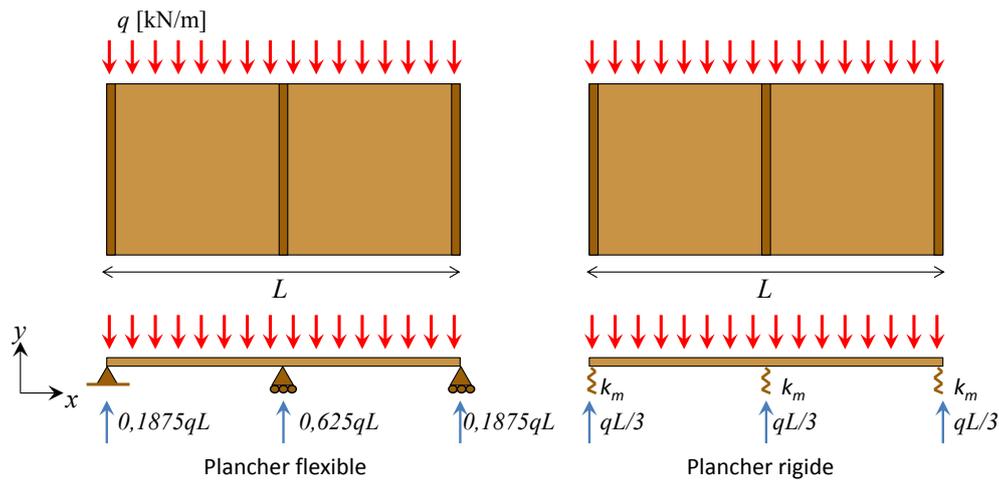


Figure I-16. Distribution des efforts sismiques selon le type de plancher : Plancher flexible (surface d'influence), plancher rigide (raideur relative des appuis).

Or, pour bien déterminer le classement des diaphragmes horizontaux, il est nécessaire de connaître la raideur des planchers et des murs. Trois méthodes pour la caractérisation de la résistance et de la raideur ont été proposées en section I.2, mais ces approches requièrent d'importantes ressources ; elles ne sont donc pas bien adaptées pour une analyse du type ingénierie où de dimensionnement. Les Eurocodes 5 et 8 [CEN 1995, CEN 1998] préconisent une série de règles pour la conception des diaphragmes en bois. Des limites de déplacements entre étages sont à respecter. Des dimensions minimales des composants tels que l'épaisseur des panneaux, le diamètre et la longueur des connecteurs entre autres sont également préconisés. En outre, une méthode d'analyse en termes de capacité portante pour les planchers et les murs en bois est proposée. Cette méthode évalue la résistance des diaphragmes en fonction de la capacité des connecteurs qui attachent les panneaux, néanmoins aucune méthode de calcul de la raideur ou des déplacements n'y est proposée.

D'autre part, aux Etats Unis les codes de calcul précités préconisent également des règles de dimensionnement et de conception vis-à-vis de la résistance des diaphragmes. En addition, une méthode de calcul simplifiée des déplacements dans le plan est aussi proposée. Cette méthode a été développée par l'*Applied Technology Council* (A.T.C.), et elle a été présentée dans le document *Guidelines For the Design of Horizontal Wood Diaphragms* [ATC 7]. Il faut noter qu'actuellement cette approche constitue le seul outil simplifié pour le calcul de la raideur des diaphragmes.

Cette méthode est basée sur les principes fondamentaux de la théorie de résistance des matériaux et sur les observations réalisées sur les différentes expériences décrites en §I.2.1. Ainsi, le plancher diaphragme est modélisé comme une poutre de grande hauteur, simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie [COU 1952]. De cette façon, pour un plancher diaphragme en bois, la flèche maximale à mi-portée dans son plan Δ_{plancher} peut être

calculée comme la somme de la contribution individuelle de chaque élément structural qui participe dans la déformation du plancher. D'une manière générale on peut distinguer principalement trois sources de déflexion :

- La déflexion par l'effet du moment fléchissant $\Delta_{flexion}$,
- la déflexion par l'effet de l'effort de cisaillement $\Delta_{cisaillement}$,
- la déflexion due au glissement de la connexion entre les composants.

Cette dernière source peut être décomposée en déflexion due à la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison $\Delta_{connexion}$, et déflexion due au glissement des assemblages de continuité dans les poutres de chaînages $\Delta_{chaînage}$. De cette manière, la flèche d'un plancher diaphragme peut être exprimée selon l'équation **Eq. I-1**.

$$\Delta_{plancher} = \Delta_{flexion} + \Delta_{cisaillement} + \Delta_{connexion} + \Delta_{chaînage} \quad \text{Eq. I-1}$$

De la même manière, le déplacement maximal au sommet d'un mur de contreventement peut être déterminé comme la somme de la contribution du moment fléchissant $\Delta_{flexion}$, de l'effort de cisaillement $\Delta_{cisaillement}$, et des éléments de connexion dans le mur. Ainsi, dans le cas d'un mur de contreventement en bois, le déplacement lié aux éléments de connexion est déterminé par la semi-rigidité de la connexion entre les panneaux (voile travaillant) et l'ossature du mur $\Delta_{connexion}$ et par le glissement des assemblages d'ancrage dans la base $\Delta_{ancrage}$, (**Eq. I-2**).

$$\Delta_{mur} = \Delta_{flexion} + \Delta_{cisaillement} + \Delta_{connexion} + \Delta_{ancrage} \quad \text{Eq. I-2}$$

Par la suite, on décrit en détail la détermination de chacun des termes qui composent les équations ci-dessus. Dans un premier temps, la méthode est décrite pour une application générale. Ensuite, une comparaison entre ces équations et les équations proposées pour les codes de calcul est réalisée. Un exemple d'application de cette approche est exposé dans l'annexe A.

1.3.1 Calcul des déplacements d'un plancher diaphragme

Contribution du Moment Fléchissant $\Delta_{flexion}$

En considérant le plancher-diaphragme comme une poutre élastique de portée L , hauteur W (largeur de plancher), soumise à une charge verticale uniformément répartie q , la flèche à mi-portée due à l'effet du moment fléchissant est égale à :

$$\Delta_{flexion} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{Eq. I-3}$$

Si on suppose que le plancher réagit comme une poutre en I de grande hauteur où le moment fléchissant est repris principalement par les semelles de la poutre. La section résistante est réduite à la section transversale des poutres de chaînage [CUR 2009]. En conséquence, le module EI dans l'équation **Eq. I-3**, est déterminé par les propriétés mécaniques et géométriques des poutres de chaînage. Cette simplification néglige ainsi la résistance des entretoises et des panneaux sur la résistance en flexion du plancher.

De cette manière, le module E correspond au module d'élasticité des poutres de chaînage (E_c), et le moment d'inertie en flexion I est déterminé par la section d'un chaînage et la largeur du plancher (I_{cz}). L'équation **Eq. I-4** décrit le calcul général de cette inertie.

$$I_{cz} = \frac{b_c^3 h_c}{12} + A_c d^2 \quad \text{Eq. I-4}$$

Où :

- I_{cz} = Moment d'inertie des poutres de chaînage autour l'axe z
- b_c = Largeur des poutres de chaînage
- h_c = Hauteur des poutres de chaînage
- A_c = Section des poutres de chaînage
- d = Distance entre le centre de gravité du plancher les poutres de chaînage

Compte tenu des dimensions des planchers, le premier terme de l'équation **Eq. I-4** (moment d'inertie des poutres de chaînage autour de leurs propres axes) peut être considéré négligeable par rapport au deuxième. En plus, la distance d peut être remplacée par la moitié de la largeur du plancher $\frac{W}{2}$. Ceci conduit à un plancher symétrique par rapport à son axe longitudinal. De cette manière, le moment d'inertie en flexion est simplifié comme l'indique l'équation **Eq. I-5**. Ce terme est multiplié par 2 afin de prendre en compte le chaînage de chaque côté du plancher.

$$I_{cz} = \frac{A_c W^2}{4} * 2 \quad \text{Eq. I-5}$$

Enfin, en substituant l'équation **Eq. I-5** dans l'équation **Eq. I-3**, la déflexion du plancher due au moment fléchissant peut être déterminée par l'équation **Eq. I-6**.

$$\Delta_{flexion} = \frac{5qL^4}{384E \left(\frac{AW^2}{2} \right)} = \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} \quad \text{Eq. I-6}$$

Contribution de l'Effort de Cisaillement $\Delta_{Cisaillement}$

En prenant en compte les mêmes considérations retenues pour la détermination de la flèche due au moment fléchissant, de la méthode des travaux virtuels on peut définir la flèche à mi-portée due à l'effort de cisaillement comme :

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{qL^2}{8GA_s} \quad \text{Eq. I-7}$$

Pour une section de poutre en I, d'après le diagramme de distribution des contraintes de cisaillement, on peut retenir l'âme de la poutre comme section la plus sollicitée. En conséquence, il est possible de considérer que l'effort de cisaillement est repris principalement par les panneaux (voiles travaillants) qui représentent l'âme de la poutre en I. Ainsi, le module de cisaillement G à prendre en compte correspond à celui des panneaux (G_p) [ATC 7, CUR 2009] et la section résistante A peut être prise comme $A = Wt_f$, où W correspond à la largeur du plancher et t_f représente l'épaisseur des panneaux. Enfin, l'équation Eq. I-7 peut être réécrite comme suit :

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{qL^2}{8GWt_f} \quad \text{Eq. I-8}$$

Contribution de la connexion Panneau-Poutraison $\Delta_{connexion}$

L'observation de la déformée des planchers lors des campagnes expérimentales, a montré que le glissement de la connexion panneaux-poutraison produit une rotation des panneaux et une déformation des cadres de poutraison sous le panneau. Ainsi, il a été déterminé que le rapport entre la déflexion maximale du plancher due à la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison $\Delta_{connexion}$, et l'allongement de la diagonal du cadre (poutraison) due au glissement des connecteurs $e_{connexion}$, peut être considéré égal au rapport entre la déflexion maximale du plancher due à l'effort de cisaillement $\Delta_{cisaillement}$, et l'allongement de la longueur de la diagonale d'un panneau dû à l'effort de cisaillement $e_{cisaillement}$ [ATC 7, FAL 1988, JUD 2005b]. Cette relation est synthétisée par l'équation Eq. I-9.

$$\frac{\Delta_{connexion}}{e_{connexion}} = \frac{\Delta_{cisaillement}}{e_{cisaillement}} \quad \text{Eq. I-9}$$

Où :

- $\Delta_{connexion}$ = Déplacement maximal du plancher dû au glissement des connecteurs
- $\Delta_{cisaillement}$ = Déplacement maximal du plancher dû à l'effort de cisaillement
- $e_{connexion}$ = Allongement de la diagonal du cadre (poutraison) due au glissement des connecteurs
- $e_{cisaillement}$ = Allongement de la longueur de la diagonal d'un panneau dû à l'effort de cisaillement

Dans cette approche, il est supposé que les connecteurs en périphérie du panneau sont uniformément sollicités en cisaillement et présentent un glissement e_n . En plus, cette hypothèse implique que les panneaux doivent être connectés sur leurs quatre côtés (plancher avec entretoises). Le glissement e_n peut être déterminé à partir de la loi force-glissement

caractéristique des connecteurs. La **Figure I-17** illustre l'hypothèse de sollicitation des connecteurs, le glissement d'un clou et son comportement caractéristique.

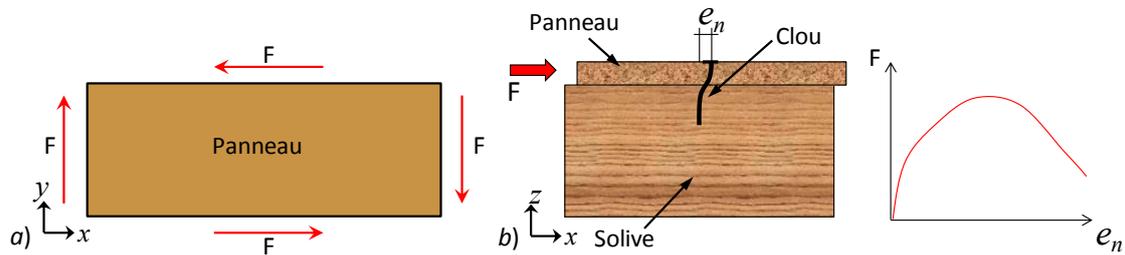


Figure I-17. Comportement des connecteurs dans le plancher. a) Hypothèse de distribution des efforts sur les connecteurs. b) Glissement des connecteurs dans le plancher.

A partir de cette hypothèse, on estime que les coins du cadre de poutraison se déplacent d'une distance $e_n\sqrt{2}$ orientée à 45° par rapport aux coins du panneau (cf. **Figure I-18**). Selon cette figure, la projection du déplacement $e_n\sqrt{2}$ le long de la diagonale du panneau est égale à $e_n\sqrt{2} \cos \varphi$, où φ est défini par l'équation **Eq. I-10**.

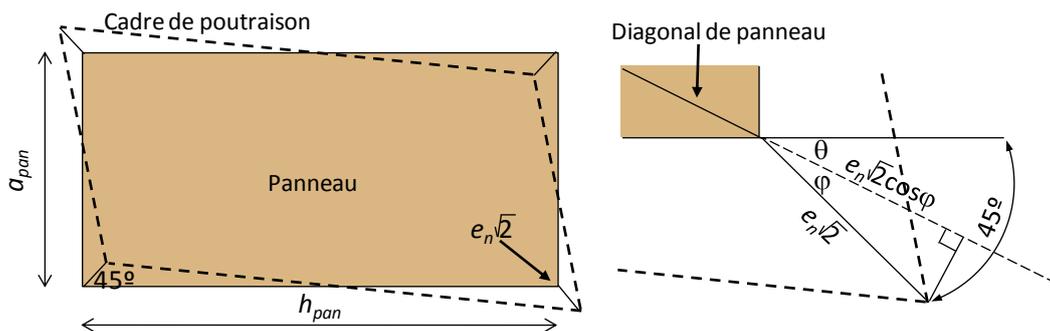


Figure I-18. Déformée d'un panneau due au glissement de la connexion.

$$\varphi = 45^\circ - \theta = 45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right) \quad \text{Eq. I-10}$$

En multipliant par deux le terme $e_n\sqrt{2} \cos \varphi$ (les déplacements de deux coins opposés sont des vecteurs parallèles de même intensité et de signes opposés), pour des petits déplacements on peut déterminer allongement de la diagonale du cadre (poutraison) due au glissement des connecteurs, comme le montre l'équation **Eq. I-11**.

$$e_{connexion} = 2\sqrt{2} \cos \varphi e_n = 2\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right) e_n \quad \text{Eq. I-11}$$

En outre, l'allongement de la diagonale d'un panneau due à l'effort de cisaillement $e_{cisaillement}$, peut être calculé à partir du déplacement vertical d_v (**Figure I-19**). L'équation **Eq. I-12** montre le calcul de ce déplacement.

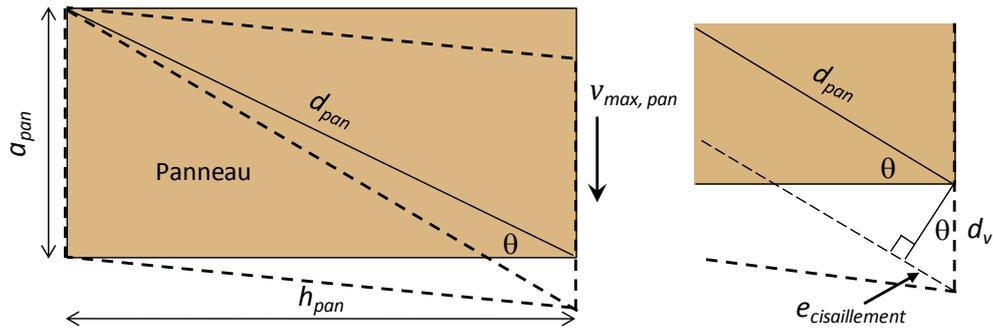


Figure I-19. Déformée d'un panneau due aux efforts de cisaillement.

$$d_v = \frac{(va_{pan})h_{pan}}{G_p(a_{pan}t_f)} = \frac{vh_{pan}}{G_p t_f} \quad \text{Eq. I-12}$$

Dans cette équation, v représente l'effort tranchant maximal par unité de largeur de panneau ($v = \frac{V_{max,pan}}{a_{pan}}$). De cette manière suivant la **Figure I-19**, on peut exprimer l'allongement de la longueur de la diagonale d'un panneau dû à l'effort de cisaillement selon l'équation **Eq. I-14**.

$$\begin{aligned} e_{cisaillement} &= d_v \sin \theta \\ &= \left(\frac{vh_{pan}}{G_p t_f} \right) \sin \theta \\ &= \left(\frac{vd_{pan} \cos \theta}{G_p t_f} \right) \sin \theta \\ &= \frac{vd_{pan} \sin 2\theta}{2G_p t_f} \\ &= \frac{vd_{pan} \cos(90^\circ - 2\theta)}{2G_p t_f} \\ &= \frac{vd_{pan} \cos(2\varphi)}{2G_p t_f} \end{aligned} \quad \text{Eq. I-13}$$

$$e_{cisaillement} = \frac{v \sqrt{a_{pan}^2 + h_{pan}^2} \cos \left(90^\circ - 2 \arctan \left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}} \right) \right)}{2G_p t_f} \quad \text{Eq. I-14}$$

Ainsi, selon l'équation **Eq. I-9**, la déflexion du plancher (à mi-portée) due à la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison $\Delta_{connexion}$ est égale à :

$$\Delta_{connexion} = \Delta_{cisaillement} \frac{e_{connexion}}{e_{cisaillement}} \quad \text{Eq. I-15}$$

Si on exprime l'effort de cisaillement maximal en fonction de la charge répartie appliquée au plancher $V_{max} = \frac{qL}{2}$, et si on considère une distribution uniforme de cet effort sur la hauteur du

plancher, c'est-à-dire $v = \frac{V_{max}}{W} = \frac{V_{max,pan}}{a_{pan}}$, l'équation **Eq. I-7** peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{\left(\frac{2vW}{L}\right)L^2}{8G_p(Wt_f)} = \frac{vL}{4G_p t_f} \quad \text{Eq. I-16}$$

En substituant les équations **Eq. I-11**, **Eq. I-14** et **Eq. I-16** dans l'équation **Eq. I-15**, on obtient :

$$\Delta_{connexion} = \left(\frac{vL}{4G_p t_f}\right) \frac{2\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right) e_n}{v \sqrt{a_{pan}^2 + h_{pan}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)} \quad \text{Eq. I-17}$$

$$\Delta_{connexion} = \left[\frac{\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)}{\sqrt{a_{pan}^2 + h_{pan}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)} \right] L e_n$$

$$\Delta_{connexion} = \beta L e_n \quad \text{Eq. I-18}$$

Où :

$$\beta = \frac{\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)}{\sqrt{a_{pan}^2 + h_{pan}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)} \quad \text{Eq. I-19}$$

L'équation **Eq. I-18** représente ainsi la flèche du plancher à mi-portée due à la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison. On remarque que ce terme est exprimé en fonction des dimensions des panneaux, de la portée du plancher et de la loi de comportement au chargement latéral des connecteurs e_n .

Contribution du glissement des Assemblages de chaînage $\Delta_{Chaînage}$

La **Figure I-20** illustre le comportement des assemblages de continuité des chaînages. Ici on observe que ce type d'assemblage peut être soumis à des efforts de traction où de compression. Ainsi, la contribution des discontinuités du chaînage $\Delta_{chaînage}$ sur la flèche du plancher peut être déterminée en utilisant la méthode des travaux virtuels appliquée à une poutre treillis. Afin de prendre en compte uniquement l'effet du glissement des assemblages au niveau des poutres de chaînage, on considère une poutre treillis composée par des sections rigides connectées entre elles par des barres semi-rigides (ressorts). Ces barres modélisent la rigidité au glissement axial

des assemblages aux poutres de chaînage. De cette manière, la flèche de la poutre est entraînée uniquement pour l'allongement ou accourcissement de ces assemblages. La **Figure I-21** illustre le modèle adopté et l'allure de la déformée de la poutre soumise à une charge verticale.

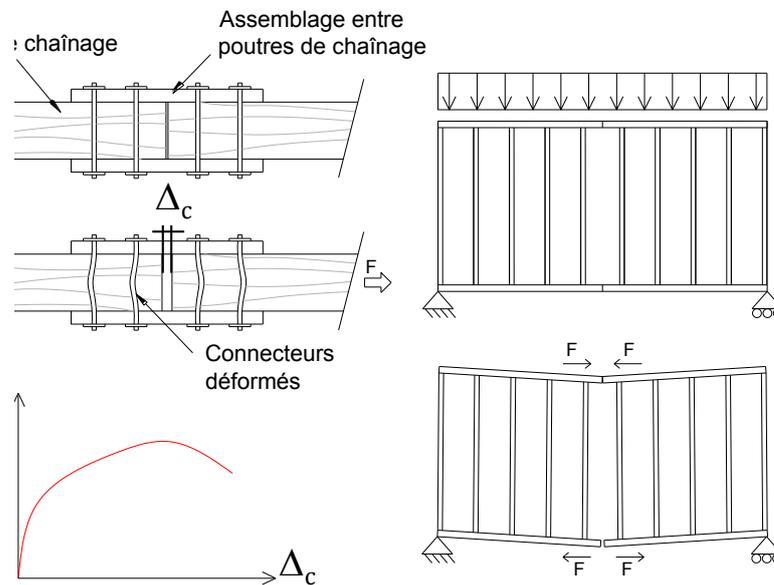


Figure I-20. Assemblage de continuité des poutres de chaînage. Effet de la semi-rigidité de connexion sur la flèche du plancher.

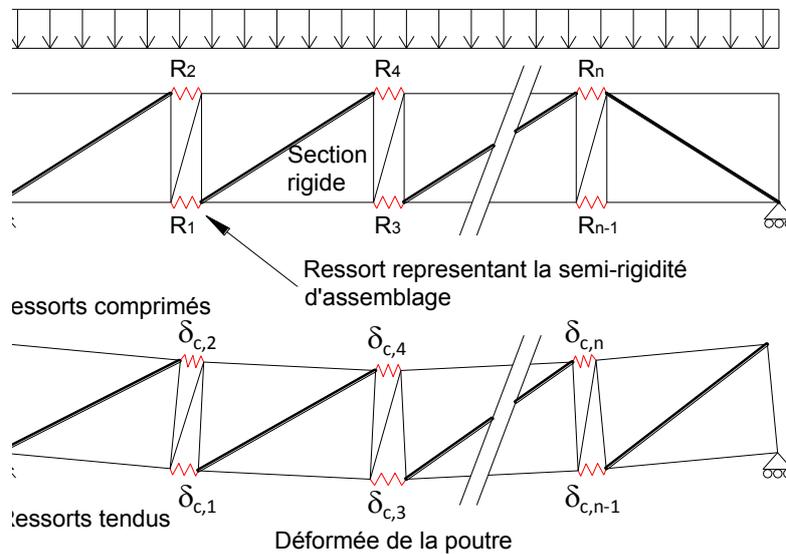


Figure I-21. Poutre treillis composée par des sections rigides et des ressorts.

De la méthode des travaux virtuels, la flèche à mi-portée de cette poutre treillis peut être déterminée par l'équation **Eq. I-20**. Dans cette équation $\frac{l_{b,i}}{A_{b,i}E_{b,i}}$ correspond à la rigidité axiale de l'assemblage i . La longueur $l_{b,i}$ peut être considérée comme la distance entre les centres géométriques des groupes d'assembleur sur les éclisses ou la distance entre les points de mesure expérimentale de la semi-rigidité de l'assemblage.

$$\Delta_{chaînage} = \sum_{i=1}^n \frac{N_{b,i} \bar{N}_{b,i} l_{b,i}}{A_{b,i} E_{b,i}} \quad \text{Eq. I-20}$$

Où : $N_{b,i}$ = Effort axial sur la barre semi-rigide i dû aux sollicitations réelles
 $\bar{N}_{b,i}$ = Effort axial sur la barre semi-rigide i dû à la charge virtuelle unitaire
 $l_{b,i}$ = Longueur des barres semi-rigides i
 $A_{b,i}$ = Section des barres semi-rigides i
 $E_{b,i}$ = Module de Young des barres semi-rigides i

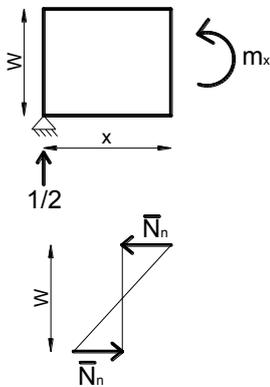
L'allongement $\delta_{c,i}$ de l'assemblage i peut donc s'écrire :

$$\delta_{c,i} = \frac{N_{b,i} l_{b,i}}{A_{b,i} E_{b,i}} \quad \text{Eq. I-21}$$

Et la flèche du diaphragme due aux n assemblages de chaînage s'écrit :

$$\Delta_{chaînage} = \sum_{i=1}^n \delta_{c,i} \bar{N}_{b,i} \quad \text{Eq. I-22}$$

En outre, l'effort $\bar{N}_{b,i}$ est lié au moment fléchissant interne dû à la force virtuelle (appliquée à mi-portée pour un déplacement maximal), ainsi il est possible d'exprimer $\bar{N}_{b,i}$ en fonction de l'emplacement x des barres semi-rigides et de la hauteur W de la poutre treillis (largeur du plancher) cf. équation **Eq. I-23**.



$$m_x = \frac{x}{2}$$

$$m_x = \bar{N}_{b,i} W$$

$$\bar{N}_{b,i} W = \frac{x}{2}$$

$$\bar{N}_{b,i} = \frac{x}{2W}$$

Eq. I-23

Enfin, en remplaçant l'équation **Eq. I-23** dans l'équation **Eq. I-22**, on définit la flèche à mi-portée du plancher, due au glissement des assemblages de continuité des poutres de chaînage, comme le montre l'équation **Eq. I-24**. Dans cette expression x_i représente la distance entre l'assemblage i et le point d'appui du plancher le plus proche.

$$\Delta_{chaînage} = \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W} \quad \text{Eq. I-24}$$

I.3.2 Calcul des déplacements d'un mur de contreventement

Contribution du Moment Fléchissant $\Delta_{flexion}$

En considérant un mur de contreventement comme une poutre en console de hauteur H et de largeur B , mise à la verticale et avec un chargement horizontal P au sommet, le déplacement horizontal maximal dû aux effets du moment fléchissant peut être décrit par :

$$\Delta_{flexion} = \frac{PH^3}{3EI} \quad \text{Eq. I-25}$$

Si on suppose que les efforts de flexion sont mobilisés uniquement par les éléments verticaux de l'ossature en bois, le module d'élasticité E dans l'équation **Eq. I-25** correspond au module de Young des montants du mur (E_m). En plus, le moment d'inertie à prendre en compte peut être simplifié en suivant la même démarche que celle utilisée pour les planchers (équation **Eq. I-5**). Ainsi l'inertie en flexion I_m apportée par les montants est donnée par l'équation **Eq. I-26**, où A_m correspond à la section transversale de chaque montant.

$$I_m = \frac{A_mB^2}{2} \quad \text{Eq. I-26}$$

En remplaçant l'équation **Eq. I-26** dans l'équation **Eq. I-25**, on obtient l'expression qui représente le déplacement maximal dans le sommet du mur dû au moment fléchissant.

$$\Delta_{flexion} = \frac{PH^3}{3E_m \left(\frac{A_mB^2}{2} \right)} = \frac{2PH^3}{3E_mA_mB^2} \quad \text{Eq. I-27}$$

Contribution de l'Effort de Cisaillement $\Delta_{cisaillement}$

Suivant une procédure similaire à celle considérée pour un plancher diaphragme, le déplacement maximal du sommet d'un mur de contreventement dû à l'effet de l'effort tranchant, peut être exprimé par l'équation **Eq. I-28**.

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{PH}{G_p A_s} \quad \text{Eq. I-28}$$

Dans cette expression, A_s correspond à la section transversale du panneau qui est égale à $B \times t_f$, où t_f représente l'épaisseur des panneaux. G_p correspond au module de cisaillement du panneau, ainsi l'équation **Eq. I-28** peut être s'écrire comme suit :

$$\Delta_{\text{cisaillement}} = \frac{PH}{G_p B t_f} \quad \text{Eq. I-29}$$

Contribution de la connexion Panneau-Ossature $\Delta_{\text{connexion}}$

Les relations présentées pour le calcul de la déflexion totale d'un plancher diaphragme produite par le glissement des connecteurs, sont également applicables pour un mur de contreventement. La seule différence se retrouve dans le calcul du terme $\Delta_{\text{cisaillement}}$. Dans le cas d'un plancher diaphragme, ce terme correspond à la flèche à mi-portée, par contre dans le cas des murs de contreventement le déplacement est calculé en haut du mur. Ainsi, en reprenant l'équation **Eq. I-29** et en exprimant la charge P en termes de l'effort de cisaillement maximal par unité de largeur de mur $v = \frac{P}{B} = \frac{V_{\text{max}}}{B}$, le déplacement maximal dû à l'effort de cisaillement du mur peut être ré-écrite comme :

$$\Delta_{\text{cisaillement}} = \frac{(vB)H}{G_p (B t_f)} = \frac{vH}{G_p t_f} \quad \text{Eq. I-30}$$

En remplaçant les équations **Eq. I-11**, **Eq. I-14** et **Eq. I-30** dans l'équation **Eq. I-15**, on obtient:

$$\Delta_{\text{connexion}} = \left(\frac{vH}{G_p t_f} \right) \frac{2\sqrt{2} \cos \left(45^\circ - \arctan \left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}} \right) \right) e_n}{v \sqrt{a_{\text{pan}}^2 + h_{\text{pan}}^2} \cos \left(90^\circ - 2 \arctan \left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}} \right) \right)} \quad \text{Eq. I-31}$$

$$\Delta_{\text{connexion}} = \left[\frac{4\sqrt{2} \cos \left(45^\circ - \arctan \left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}} \right) \right)}{\sqrt{a_{\text{pan}}^2 + h_{\text{pan}}^2} \cos \left(90^\circ - 2 \arctan \left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}} \right) \right)} \right] H e_n$$

$$\Delta_{\text{connexion}} = \beta H e_n \quad \text{Eq. I-32}$$

Avec :

$$\beta = \frac{4\sqrt{2} \cos \left(45^\circ - \arctan \left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}} \right) \right)}{\sqrt{a_{\text{pan}}^2 + h_{\text{pan}}^2} \cos \left(90^\circ - 2 \arctan \left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}} \right) \right)} \quad \text{Eq. I-33}$$

Contribution du glissement des Assemblages de chaînage Δ_{Ancrage}

Le déplacement horizontal d'un mur dû au glissement des assemblages d'ancrage dans la base peut être également déterminé à partir des méthodes virtuelles. Pour ceci, on peut considérer un

système de treillis rigide avec une bielle élastique (barre semi-rigide) qui modélise l'assemblage d'ancrage comme le montre la **Figure I-22**.

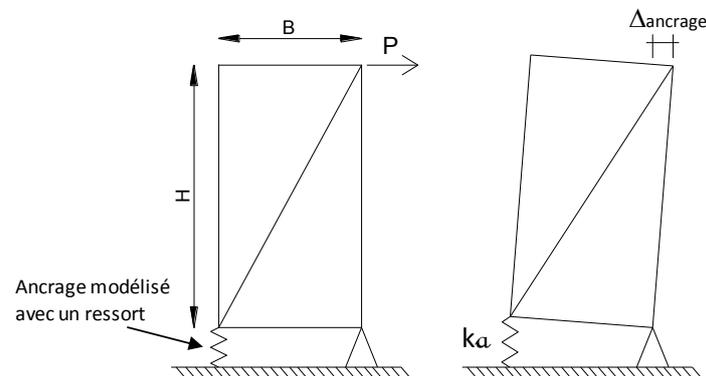


Figure I-22. Modélisation du déplacement horizontal d'un mur dû au glissement de l'assemblage d'ancrage.

En considérant que l'angle de rotation et les déplacements sont petits devant les dimensions du mur, le déplacement horizontal du sommet du mur peut être calculé en utilisant la même démarche que celle suivie pour les assemblages de chaînage des diaphragmes. Ainsi on obtient :

$$\Delta_{ancrage} = \frac{P}{k_a} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \quad \text{Eq. I-34}$$

Avec :

$$k_a = \text{Rigidité axiale de l'ancrage}$$

I.3.3 Synthèse des formules prescrites par différents codes

Les formules analytiques présentées ici ont été adoptées pour plusieurs guides et codes de calcul sismique tels que *The Uniform Building Code 1997*, *The Building Seismic Safety Council 1997*, *The International Building Code 2003*, *National Design Specification for Wood Construction*, *Special Design Provisions for Wind and Seismic*. Cependant, afin d'optimiser l'application de cette méthode, ces codes américains adaptent généralement les équations présentées à leur situation locale. En fait, par rapport aux expressions exposées, des différences en termes d'unités physiques et dans l'expression de la sollicitation sont présentes. Par exemple, pour les cas de plancher diaphragmes, l'*A.P.A.* et l'*A.F.P.A.* dans leurs publications expriment la sollicitation (charge répartie) en termes du cisaillement maximal par unité de longueur (largeur de mur) v en $\frac{\text{Livre force}}{\text{Pied}}$ (lbf/ft). Les dimensions des diaphragmes sont exprimées en pied (ft), le module de Young E_c en $\frac{\text{Livre force}}{\text{Pouce}^2}$ (lbf/in² ou PSI), et la section des poutres en pouce² (in²). De cette façon l'équation **Eq. I-6** est exprimée comme le montre l'équation **Eq. I-35**, où l'unité de sortie sont des pouces [APA 2007, AFPA 2008, CUR 2009].

$$\begin{aligned}
 V_{max} &= \frac{qL}{2} & v &= \frac{V_{max}}{W} & q &= \frac{2vW}{L} \\
 \Delta_{flexion} &= \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} \\
 &= \frac{20vL^3}{384E_c A_c W} \\
 &= \frac{20v \left[\frac{lb}{ft} \frac{ft}{12in} \right] L^3 \left[ft \frac{12in}{ft} \right]^3}{384E_c \left[\frac{lb}{in^2} \right] A_c [in]^2 W \left[ft \frac{12in}{ft} \right]} \\
 \Delta_{flexion} [in] &= \frac{5vL^3}{8E_c A_c W} & & & & \text{Eq. I-35}
 \end{aligned}$$

De la même manière, l'expression qui détermine la flèche due aux efforts de cisaillement (équation **Eq. I-8**), est présentée en fonction de v en unités anglo-saxonnes. Ainsi, le module de cisaillement G_p est exprimé en $\frac{\text{livre force}}{\text{pouce}^2}$ (lbf/in²), et l'épaisseur effective t_f en pouce (in), équation **Eq. I-36**

$$\begin{aligned}
 \Delta_{cisaillement} &= \frac{qL^2}{8G_p W t_f} \\
 \Delta_{cisaillement} [in] &= \frac{vL}{4G_p t_f} & & & & \text{Eq. I-36}
 \end{aligned}$$

L'expression qui prend en compte la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison $\Delta_{cisaillement}$, est simplifiée pour l'A.P.A. En fait, Le facteur β (équation **Eq. I-19**) qui est fonction des dimensions des panneaux, est calculé à partir d'un panneau de référence de dimensions 4x8 pieds (1,22x2,44m²) [**APA 053**]. Il est aussi supposé que le panneau est fixé à la poutraison sur ses quatre côtés (plancher avec entretoises) et que l'espacement entre les connecteurs est constant dans tout le plancher. Pour le cas des murs de contreventement, une hypothèse similaire est considérée. De cette manière, l'A.P.A. prend le facteur β égal à 0,188 pour les planchers et 0,75 pour les murs. Ainsi, les formules pour le calcul des déplacements des planchers et des murs produits par le glissement des connecteurs, sont simplifiées sous la forme des équations **Eq. I-37** et **Eq. I-38** respectivement.

$$\Delta_{connexion} = 0,188L e_n \quad \text{Eq. I-37}$$

$$\Delta_{connexion} = 0,75H e_n \quad \text{Eq. I-38}$$

Lorsque l'espacement entre les connecteurs décroît vers la mi-portée du plancher, l'A.P.A. [**ATC 7, APA 2007**] considère que le facteur 0,188 doit être augmenté en fonction du rapport

entre la force moyenne sur chaque connecteur espacé non-uniformément v_n' et la force moyenne sur chaque connecteur avec un espacement constant v_n . Ainsi l'équation **Eq. I-37** doit être ré-écrite comme :

$$\Delta_{\text{connexion}} = 0,188 \left(\frac{v_n'}{v_n} \right) L e_n \quad \text{Eq. I-39}$$

De cette équation, [NEHRP 2000] considère un rapport $\left(\frac{v_n'}{v_n} \right)$ égal à 2 et l'équation **Eq. I-39** devient :

$$\Delta_{\text{connexion}} = 0,376 L e_n \quad \text{Eq. I-40}$$

En référence au glissement des connecteurs e_n , l'A.P.A. propose des équations simplifiées pour déterminer le glissement des clous et des agrafes sous une sollicitation donnée. Ces équations ont été développées à partir des essais de cisaillement réalisés en 1952 (campagne expérimentale 1 Exp) et elles sont exprimées en fonction de la charge sur chaque connecteur, de leur taille, de la pénétration dans les solives et de la teneur en eau du bois [COU 1952, APA 2007, TIS 2004]. La force maximale sur chaque connecteur V_n est déterminée en divisant l'effort de cisaillement maximal par unité de longueur $v = \frac{V_{\text{max}}}{W}$ (lb/ft dans l'A.P.A.), par le nombre de connecteurs par unité de longueur. Le **Tableau I-3** synthétise les équations proposées par l'A.P.A.

Tableau I-3. Equations simplifiées pour déterminer le glissement e_n des connecteurs.

Type de Connecteur	Pénétration minimale [pouce]	Charge maximale V_n [Livre/connecteur]	Glissement approximé e_n [pouce]	
			Bois vert $h > 19\%$	Bois sèche $h < 19\%$
Clou 6d	1-1/4	180	$\left(\frac{V_n}{434} \right)^{2.314}$	$\left(\frac{V_n}{456} \right)^{3.144}$
Clou 8d	1-7/16	220	$\left(\frac{V_n}{857} \right)^{1.869}$	$\left(\frac{V_n}{616} \right)^{3.018}$
Clou 10d	1-5/8	260	$\left(\frac{V_n}{977} \right)^{1.894}$	$\left(\frac{V_n}{769} \right)^{3.276}$
Agrafe 14-ga	1 à 2	140	$\left(\frac{V_n}{902} \right)^{1.464}$	$\left(\frac{V_n}{596} \right)^{1.999}$
Agrafe 14-ga	2	170	$\left(\frac{V_n}{674} \right)^{1.873}$	$\left(\frac{V_n}{461} \right)^{2.776}$

V_n = Force sur un connecteur.
 Valeurs basées sur un panneau du type structural contreplaqué ou OSB, et des solives de densité supérieure ou égale à 0,5. Pour d'autres types de panneaux, il faut augmenter le glissement un 20%. [APA 2007, TIS 2004]

Par ailleurs, le S.D.P.W.S. estime que les flèches dues aux efforts de cisaillement $\Delta_{\text{cisaillement}}$ et au glissement des connecteurs $\Delta_{\text{connexion}}$ sont liées entre elles. En conséquence, une seule expression est proposée pour $\Delta_{\text{cisaillement, connexion}}$ qui considère un module de rigidité au cisaillement

équivalent G_a [AFPA 2008] Ce module prend en compte l'effet de la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison. Ainsi pour un plancher, les équations **Eq. I-36** et **Eq. I-37** sont couplées dans un seul terme, **Eq. I-41**.

$$\Delta_{\text{cisaillement, connexion}} = \frac{0,25vL}{1000G_a} \quad \text{Eq. I-41}$$

Avec :

$$G_a = \frac{1,4v_{s(ASD)}}{\frac{1,4v_{s(ASD)}}{G_p t_f} + 0,75e_n}$$

Où : $v_{s(ASD)}$ = Résistance au séisme selon la méthode A.S.D. [AFPA 2005, AFPA 2008]

Dans l'équation **Eq. I-41** le module G_a doit être écrit en *kilo pound/pouce* (kip/in). En outre, le S.D.P.W.S. propose des valeurs pour le module G_a en fonction de différentes configurations de planchers (type et espacement de clous, type des panneaux, etc.).

Par rapport à l'expression qui représente la flèche due au glissement des assemblages de continuité dans les poutres de chaînage, les codes et guides de calcul précités retiennent l'équation **Eq. I-24**. Dans cette équation le facteur δ_c peut être considéré analogue au glissement e_m , il représente le glissement de l'assemblage sous une sollicitation donnée. De cette manière, le facteur Δ_c peut s'écrire de manière générale comme :

$$\delta_c = \frac{N_n}{k_c} \quad \text{Eq. I-42}$$

Où : N_n = Force sollicitante (traction ou compression)

k_c = Rigidité des connecteurs utilisés [force/déplacement]

La rigidité k_c est un facteur dépendant des connecteurs utilisés, elle peut être déterminée à partir des essais où des équations proposées dans les différents codes. Le S.D.P.W.S. [AFPA 2008] propose une rigidité k_c égal à $180\,000D^{1.5}$ où D correspond au diamètre du connecteur en pouces (in). D'autre part, sur la base d'essais réalisés pour différentes configurations d'assemblages [TIS 2004, APA 2007], l'A.P.A. suggère un facteur δ_c compris entre 0,011 et 0,156 pouces (0,279 et 3,96 mm). Le glissement de l'assemblage en compression est évalué au 1/6 du glissement en traction. Pour le cas des murs de contreventement, l'expression **Eq. II-35** qui traduit le déplacement dû aux ancrages, est également retenue sans modifications.

En outre, les équations exposées en §I.3.1 considèrent que les panneaux sont connectés aux solives sur tous leurs bords, ceci implique la présence d'entretoises. Dans le cas contraire, sans entretoises, la méthode présentée n'est plus valable. Les guides de calcul précités prennent en compte cette situation de différentes manières ; le S.P.D.W.S. propose de considérer l'équation

Eq. I-41 et de réduire le module G_d avec un facteur de 0,6 ou 0,4 selon le calepinage des panneaux [AFPA 2008]. Dans une autre approche, des essais réalisés entre 1952 et 1967 pour l'A.P.A. suggèrent que lorsque l'écart entre les solives est inférieur ou égal à 24 pouces (610 mm), la flèche horizontale d'un plancher sans entretoises correspond à 2,5 fois celle d'un plancher similaire avec entretoises. Si l'écart entre les solives est supérieur, la flèche horizontale d'un plancher sans entretoises peut être considérée 3 fois plus grande que celle du plancher avec entretoises [NEHRP 2000, APA 064, APA 2007] propose l'équation **Eq. I-43** pour les planchers sans entretoises. Cette équation considère uniquement les dimensions du plancher et un module de cisaillement dépendant de la présence ou non des poutres de chaînage.

$$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{vL^4}{G_d W^3} \quad \text{Eq. I-43}$$

Où :

$$G_d = \begin{cases} 800000 \frac{\text{lb}}{\text{in}} & (\text{plancher avec chaînage}) \\ 400000 \frac{\text{lb}}{\text{in}} & (\text{plancher sans chaînage}) \end{cases}$$

Enfin, le **Tableau I-4** présente un résumé des équations pour le calcul de la flèche d'un plancher diaphragme.

Tableau I-4. Equations de calcul de la flèche à mi-portée d'un plancher-diaphragme.

Equation analytique simplifiée, cf. I.3.1 (système SI)	
$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} + \frac{qL^2}{8G_p t_f} + \left[\frac{\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}}\right)\right)}{\sqrt{a_{\text{pan}}^2 + h_{\text{pan}}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}}\right)\right)} \right] L e_n + \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W}$	Eq. I-44
Note : - Plancher avec entretoises - Connexion panneau-solive avec distribution uniforme	
Equations A.P.A. (système US)	
$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{5vL^3}{8E_c A_c W} + \frac{vL}{4G_p t_f} + 0,188 L e_n + \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W}$	Eq. I-45
$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{5vL^3}{8E_c A_c W} + \frac{vL}{4G_p t_f} + 0,188 \left(\frac{v_n'}{v_n}\right) L e_n + \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W}$	Eq. I-46
$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{5vL^3}{8E_c A_c W} + \frac{vL}{4G_p t_f} + 0,376 L e_n + \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W}$	Eq. I-47
$\Delta_{\text{plancher sans entretoises}} = \begin{cases} 2,5 * \Delta_{\text{plancher}} & d_s \leq 24[\text{in}] \\ 3 * \Delta_{\text{plancher}} & d_s > 24[\text{in}] \end{cases}$	Eq. I-48

<p>Note : -Eq. I-45, Eq. I-46, Eq. I-47 plancher avec entretoises -Eq. I-45 connexion panneau-poutraison avec distribution uniforme -Eq. I-46 connexion panneau- poutraison non uniforme -Eq. I-47 connexion panneau- poutraison avec distribution proportionnel à l'effort de cisaillement -Eq. I-48 d_s = écart entre solives</p>	
<p>Equation <i>S.D.P.W.S.</i> (système US)</p> $\Delta_{plancher} = \frac{5vL^3}{8E_c A_c W} + \frac{0,25vL}{1000G_a} + \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W} \quad \text{Eq. I-49}$ $G_{a(\text{avec entretoises})} = \frac{1,4v_{s(ASD)}}{\frac{1,4v_{s(ASD)}}{G_p t_f} + 0,75e_n} \quad G_{a(\text{sans entretoises})} = \begin{cases} 0,6G_a & (\text{cas 1}) \\ 0,4G_a & (\text{cas 2 - 6}) \end{cases}$ <p>Note : -$G_{a(\text{sans entretoises})}$ dépende du calepinage du plancher</p>	
<p>Equation <i>N.E.H.R.P.</i> (système US)</p> $\Delta_{plancher \text{ sans entretoises}} = \frac{vL^4}{G_d W^3} \quad \text{Eq. I-50}$	

Par la suite de ce travail, l'équation **Eq. I-44** est retenue afin de réaliser le calcul analytique des déplacements des planchers.

I.4 BILAN DU CHAPITRE

De l'analyse bibliographique, on peut retenir que :

- Le plancher diaphragme peut être considéré comme une poutre courte de section en I mise à l'horizontale. Dans cette configuration, le chaînage réagit comme les semelles fonctionnant essentiellement sous efforts de flexion. Les panneaux représentent l'âme de la poutre ainsi ils mobilisent la plupart des efforts de cisaillement.
- Les murs de contreventement réagissent comme des appuis élastiques pour le plancher. ainsi la distribution des efforts varie en fonction du rapport des rigidités entre ces murs et le plancher.
- Le facteur le plus influent sur la raideur des planchers et des murs correspond à la connexion panneaux-poutraison, le type des connecteurs, leur distribution et leur densité. La configuration de connexion la plus performante est celle réalisée par des clous renforcés avec des collés.
- La principale source de non-linéarité des planchers provient du comportement mécanique des connecteurs panneaux-poutraison.
- Le type et l'épaisseur des panneaux assurant la fonction de voile travaillant présente également une influence importante sur la raideur et la résistance des planchers.
- L'absence d'entretoises génère une perte significative de raideur et de résistance des planchers. Les déplacements d'un plancher sans entretoises sont de 2 à 3 fois plus importantes que ceux d'un plancher similaire avec entretoises.
- Dans un système plancher-murs, les murs perpendiculaires au sens du chargement ne transfèrent qu'une très faible proportion de l'effort horizontal (entre 8 et 25 %) par rapport à la part reprise par les contreventements parallèles au chargement. Cependant, les lisses de ces murs perpendiculaires permettent d'augmenter la rigidité de flexion du plancher diaphragme.
- La présence des trémies produit une perte de raideur ainsi qu'une concentration des contraintes autour des ouvertures. La position la plus défavorable en termes de raideur est une trémie dans un coin du plancher ; dans un angle, une ouverture représentant 10% de la surface de plancher, entraîne une réduction d'environ 50% de la rigidité.
- La plupart des approches numériques modélisent la poutraison par des éléments finis de type poutre et les panneaux par des éléments du type coque ou membrane.
- Dans quelques cas, la rigidité des connexions entre les éléments de poutraison ne présente pas une influence importante sur le comportement global de la structure. Cependant ceci peut varier selon la configuration géométrique des diaphragmes
- La technique de modélisation de la connexion présente une grande influence sur la représentativité des modèles numériques. Le modèle le plus répandu consiste en deux ressorts non-linéaires orthogonaux. Cependant ce type de modèle peut surestimer la raideur des planchers
- Afin de diminuer le coût numérique des modèles, une réduction des degrés de liberté est souvent considérée (regroupement des connecteurs, modèles 2D...). En plus, des effets de contact entre les panneaux, ou les assemblages de continuité de chaînage sont souvent négligés. Néanmoins, ceci peut se traduire par une perte de représentativité des modèles.

- Compte tenu du coût numérique des modèles de diaphragme, des modèles simplifiés calés sur des modèles détaillés sont préférables pour la modélisation des structures complètes.
- Afin de prendre en compte les effets des efforts de flexion et de cisaillement, les modèles analytiques pour le calcul de déplacements des planchers sont basés sur une approche RdM de poutre courte. Pour la détermination de l'influence de la semi-rigidité de connecteurs, le calcul est basé sur les modèles développés essentiellement pour les murs de contreventement.
- Une approche simplifiée de calcul des déplacements des planchers en bois est proposée par l'A.P.A. Cette approche considère que le déplacement du plancher est composé par la somme des effets de flexion (repris uniquement par les poutres de chaînage), de cisaillement (repris par les panneaux de plancher) et le glissement des assemblages (connecteurs panneaux-poutraison, assemblages de chaînage).
- Pour la suite de ce travail, l'équation ci-dessous est retenue pour le calcul analytique des déplacements des planchers :

<i>Unités SI</i>	Flexion	Cisaillement	Glissement des connecteurs panneaux-poutraison	Assemblage de chaînage		
$\Delta_{plancher}$	$= \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2}$	$+ \frac{qL^2}{8G_p W t_f}$	$+ \left[\frac{\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)}{\sqrt{a_{pan}^2 + h_{pan}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)} \right] L e_n$		$+ \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W}$	Eq. I-51

CONCLUSION DU CHAPITRE I

Ce chapitre rappelle la composition usuelle des planchers en bois et également celle des murs à ossature bois. L'accent est plus particulièrement mis sur la fonction diaphragme de ces éléments structuraux. Dans le cas de sollicitations horizontales, les planchers jouent un rôle primordial dans la répartition des charges vers les murs de contreventement. Le plancher, dans sa fonction de diaphragme horizontal, réagit comme un lien entre les éléments de contreventement. En fonction de sa rigidité, il répartit la charge sur les différents murs de contreventement qui seront dimensionnés en fonction de cette charge. Le concepteur doit donc connaître l'intensité des efforts horizontaux transmis par les diaphragmes. Dans la section §I.1.2 il a été montré que l'effort horizontal repris par chaque mur dépend du rapport de raideur entre les murs et le plancher. L'exemple présenté illustre que pour un plancher supporté par trois murs identiques avec un écartement régulier, l'effort mobilisé pour le mur central varie entre 33% et 61% de l'effort horizontal total en fonction du rapport de raideur murs/plancher. Ceci met en évidence l'intérêt de bien estimer la raideur des murs et des planchers diaphragmes.

La détermination de la résistance et de la raideur des diaphragmes en bois n'est pas aisée. Les planchers et murs en bois sont des structures complexes intégrant de nombreux composants et assemblages présentant des comportements mécaniques non-linéaires. De nombreux essais et modélisations ont été réalisés afin de mieux comprendre le comportement mécanique de ces structures. Cependant, les essais sont chers et ils sont liés à des configurations bien précises. Les modélisations numériques, si elles rendent correctement compte des observations expérimentales, permettent d'étendre ces résultats à des configurations plus nombreuses (études paramétriques...).

La plupart des modèles numériques traitent les diaphragmes de murs et de planchers comme des éléments isolés, seulement quelques uns prennent en compte l'interaction plancher-murs. On observe aussi que la plupart des approches ont été développés spécifiquement pour la modélisation des murs de contreventement. Les principes de base de ces modèles de murs peuvent être appliqués aux planchers diaphragmes, mais ce type de structures requiert un maillage plus élaboré. Tous les auteurs considèrent que la non-linéarité de connexion représente un facteur important qui doit être intégré dans la modélisation. Le comportement dynamique des diaphragmes exige d'importantes ressources informatiques ; une telle étude nécessite le plus souvent la recherche de modèles simplifiés capables de rendre compte d'une manière globale le comportement des planchers diaphragmes ; Le modèle plancher-murs [7 Num] présente un nombre important de simplifications. Le **Tableau I-5** synthétise les caractéristiques des modèles présentés et leurs principaux résultats.

Tableau I-5. Résumé des modèles numériques par éléments finis (*x* indique que le facteur est pris en compte)

Auteur	Année	2D	3D	Mur	Plancher	Mur+Plancher	Connexion Panneau-poutraison Non-Linéaire	Dynamique	Chainage/Ancrage	Contact	Hors plan	Observations
[1 Num] FOSCHI	1977	x		x	x		x					Modèle grossier, connexion par un ressort
[2 Num] ITANI...	1984	x		x	x		x					Connexion par 2 ressorts orthogonaux
[3 Num] FALK...	1988	x		x	x		x					Connexion par 2 ressorts orthogonaux , réduction DDL
[4 Num] DOLAN...	1991		x	x			x			x	x	Connexion par 3 ressorts orthogonaux , def. hors plan
[5 Num] KASAL...	1992		x	x	x	x	x					Model de treillis calé sur un modèle détaillé
[6 Num] WHITE...	1995	x		x			x	x		x		Connexion par 2 ressorts orthogonaux
[7 Num] TARABIA...	1997		x			x	x	x				Couplage Plancher-mur, modèles simplifiés
[8 Num] Davenne...	1997	x		x			x	x		x		Connexion par 2 ressorts orthogonaux
[9 Num] HITE...	2002	x		x			x		x			Charge verticale sur les murs
[10 Num] JUDD...	2005	x		x	x		x					Connexion par 2 ressort orthogonaux orientés

La non-linéarité des assemblages (panneaux-poutraison, continuité de chainage), ainsi que les effets de contact et déformations hors plan, seront pris en compte dans le chapitre suivant pour élaborer notre modélisation.

Les formulations analytiques applicables aux planchers diaphragmes se basent toutes sur la même approche qui a été décrite et justifiée tout au long du paragraphe **I.3.1**, cette méthode a été initialement développée pour les murs de contreventement. L'approche est plus simple que celle par éléments finis, ceci se traduit par un grand nombre de simplifications. Le comportement de la connexion panneaux-poutraison est développé à partir des relations linéaires. En conséquence, ces formulations ne sont applicables que pour un niveau de chargement très faible.

En prenant en compte l'information apportée dans ce premier chapitre (distribution des efforts, comportement des connecteurs...), un modèle numérique de plancher diaphragme est développé en s'appuyant sur la méthode des éléments finis. Ce modèle a pour but l'intégration des différents facteurs qui interviennent dans le comportement mécanique des diaphragmes. Bien que ce modèle soit développé pour une application de plancher, les bases et hypothèses considérées peuvent être applicables pour des murs de contreventement. En plus, les études analytiques seront conduites avec l'approche simplifiée présentée en §**I.3.1**.

CHAPITRE II

MODELISATION NUMERIQUE DES PLANCHERS DIAPHRAGMES

- II-1** Modélisation par éléments finis des composants et liaisons d'un plancher diaphragme en bois
 - II-2** Mise en application du modèle numérique proposé
 - II-3** Bilan du chapitre
-

INTRODUCTION DU CHAPITRE II

L'objectif de ce chapitre est le développement d'un nouveau modèle numérique en éléments finis pour l'analyse des planchers diaphragmes en bois. Le modèle intègre la non-linéarité du comportement mécanique de la liaison panneaux-poutraison, les effets de contact entre bords de panneaux et le couplage de comportement du plancher dans le plan et hors plan. Pour modéliser des structures complètes tout en minimisant les temps et coûts de calcul, deux niveaux de modélisation sont proposés, une modélisation détaillée et un modèle simplifié. Pour ce travail, afin d'identifier l'influence des différents paramètres seul une modélisation monotone est étudiée.

Ce chapitre est divisé en deux parties. Dans un premier temps, les bases pour la modélisation de chaque composant du plancher sont présentées (modèles élémentaires). Différentes méthodes de modélisation pour la poutraison, les panneaux, les connecteurs et les assemblages ainsi que d'autres effets mécaniques sont discutés. Une comparaison avec une approche simplifiée issue de la *RdM* est conduite pour chacun de ces composants. Une attention spéciale est portée à la modélisation des panneaux.

La deuxième partie du chapitre présente l'association des modèles élémentaires afin de construire un modèle global de plancher. Dans cette partie les modèles détaillés et simplifiés sont présentés. Un plancher de $3,6 \times 7,2 \text{m}^2$ est modélisé avec ces deux approches. Ce plancher correspond à celui analysé dans l'annexe A. Le modèle détaillé est présenté en quatre étapes avec un niveau de complexité croissant. Ainsi, chaque étape est comparée par rapport aux résultats analytiques et à l'étape qui la précède. Enfin, le modèle simplifié est exposé et validé par rapport au modèle détaillé. Cette approche « incrémentale » permet de mieux évaluer la part de chaque comportement élémentaire dans la réponse globale d'un plancher diaphragme et de mieux comprendre ainsi le comportement d'une telle structure.

II.1 MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES COMPOSANTS ET LIAISONS D'UN PLANCHER DIAPHRAGME EN BOIS

Le modèle est construit en utilisant le logiciel éléments finis *Cast3m* [CAS 2013]. L'objectif de cette étape est de développer des modèles numériques simples appliqués à chaque composant d'un plancher en bois et à ses liaisons, tout en conservant une représentativité mécanique et géométrique. Ces modèles prennent en compte des phénomènes non-linéaires tels que la plastification des connecteurs et le transfert des efforts par contact entre les panneaux. Ils se nourrissent des différentes observations rapportées tout au long du chapitre I de ce document. Des vérifications élémentaires sont conduites afin de valider la représentativité mécanique de ces modèles. Pour mieux maîtriser le comportement mécanique d'un plancher diaphragme, cette étape de modélisations élémentaires est divisée en cinq parties :

- La poutraison (solives, entretoises et chaînage),
- les panneaux de plancher (voiles travaillants),
- la connexion entre les panneaux et la poutraison,
- le contact entre les panneaux,
- les assemblages des chaînages.

Dans la deuxième étape, ces composants élémentaires seront assemblés pour rendre compte du comportement global d'un plancher diaphragme et menées quelques études paramétriques.

II.1.1 Modélisation de la poutraison du plancher

Afin d'obtenir un modèle relativement simple en termes de maillage, pour la modélisation des solives, des poutres de chaînage et des entretoises, des éléments finis du type *poutre Bernoulli* ont été retenus. C'est un élément fini à 2 nœuds avec 6 degrés de liberté par nœud ($u_x, u_y, u_z, r_x, r_y, r_z$). Le polynôme d'interpolation considéré par ce type d'élément fini est linéaire en axial (u_x) et cubique en flexion (u_y, u_z) [PAS 1999, CHA 2010].

Ces éléments *poutres* sont utilisés pour représenter la poutraison dans un plan x - y . Les propriétés mécaniques des éléments de poutraison sont modélisées avec une hypothèse de comportement élastique-linéaire isotrope avec les caractéristiques mécaniques longitudinales du bois. Les chaînages, solives et entretoises sont considérés articulés, ce qui correspond aux cinématiques observées lors des expérimentations et la modélisation [FOS 1977]. Afin d'assurer une concordance entre les nœuds des panneaux, des clous et les composants de la poutraison, la

poutraison est modélisé par plusieurs éléments de *poutres*. Par exemple, une entretoise est composée par un minimum de 6 éléments *poutres* continus (cf. **Figure II-1**).

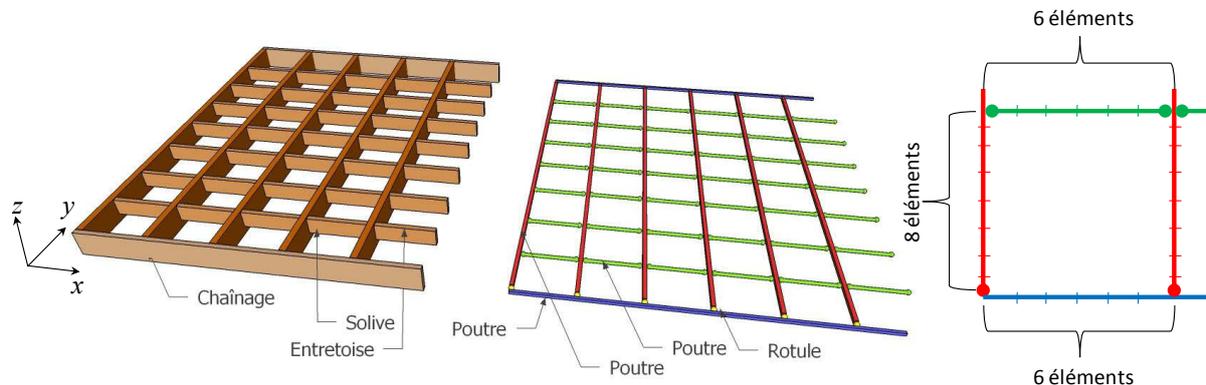


Figure II-1. Modélisation de la poutraison par éléments finis de type poutre.

II.1.2 Modélisation des panneaux de plancher

Pour la modélisation des panneaux de plancher deux niveaux de précision ont été retenues. Une première approche considère des éléments finis de *coques*. Ce type de modélisation est appelée *détaillée* et elle est destinée à la conduite d'une étude approfondie des distributions des contraintes au sein du plancher. La deuxième approche est construite à partir des éléments finis du type *poutres* et *barres*. Ces éléments modélisent ainsi le comportement mécanique dans le plan des panneaux de plancher. Ce type de modèle simplifiée est moins couteux en temps de calcul. Pour cette raison, il sert à l'analyse de la rigidité dans le plan du plancher et à l'étude de l'interaction avec les murs de contreventement. Ces deux modèles sont décrits par la suite.

Modélisation détaillée par des éléments de coque

Pour la modélisation détaillée des panneaux et la prise en compte du couplage de la fonction en et hors plan, il est nécessaire de mettre en œuvre des éléments finis capables de considérer une déformation en membrane et en flexion. Pour cet effet, *Cast3m* propose 6 types des éléments *coques-membrane* [PAS 1999]. Les principales différences entre ces éléments sont la forme, le nombre de nœuds, les fonctions d'interpolation et la prise en compte du cisaillement transversal. Des éléments avec un nombre réduit de nœuds ont été privilégiés afin d'alléger la résolution numérique du modèle. En conséquence, trois types d'éléments triangulaires à 3 nœuds (*COQ3*, *DKT*, *DST*), et un élément quadrangulaire à 4 nœuds (*COQ4*) ont été étudiés.

La bibliographie [ZIE 2005, RAD 2006] suggère que les éléments triangulaires du type *COQ3* peuvent présenter des difficultés de convergence et des résultats moins précis que des éléments quadrangulaires à 4 nœuds. D'autre part, [BOO 2007] présentent une comparaison entre la

performance des éléments triangulaires *DKT* et rectangulaires *COQ4*. Dans leur travail, différents modèles simples sollicités en flexion hors plan, ont permis de conclure que les éléments *DKT* présentent des résultats légèrement plus précis que les éléments *COQ4*. Cependant, pour le cas d'une sollicitation dans le plan, l'avantage des éléments *DKT* par rapport aux *COQ4* est moindre, comme le montre l'exemple suivant.

Pour déterminer quel type d'élément fini est le mieux adapté à notre cas, trois modèles représentant un panneau sollicité en flexion dans son plan ont été étudiés. Ainsi, un panneau en fonction de poutre console (cf. **Figure II-2a**) est modélisée avec des éléments *COQ4*, *DKT* et *DST*. Pour cet exemple la charge est uniformément répartie sur toute la ligne d'extrémité du maillage. Le calcul est réalisé en considérant un comportement élastique-linéaire avec une valeur de E de 2,7GPa et une valeur de G_p de 0,771GPa. La densité du maillage présente une grande influence sur la qualité des résultats obtenus. Pour minimiser le temps du calcul, le maillage du modèle peut être optimisé dans les zones où une concentration de contraintes ou des déplacements peuvent se produire. Dans ce cas le maillage est densifié dans les zones où le panneau sera connecté à la poutraison. C'est-à-dire sur les bords des panneaux et dans les zones de passage des solives. Le maillage présenté en **Figure II-2b** a été optimisé pour un panneau ultérieurement fixé par 7 clous sur 5 solives et 5 clous sur chaque entretoise.

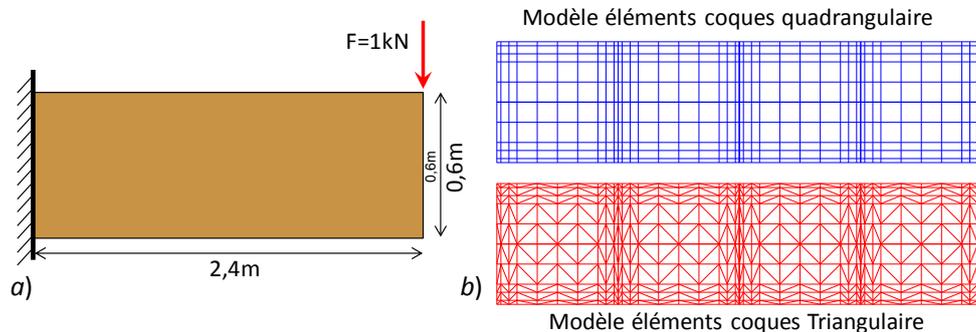


Figure II-2. Modèle de panneau en fonction de poutre en console. a) Conditions limites du modèle. b) Maillage des panneaux en éléments quadrangulaires *COQ4* (400 éléments par panneau) et en éléments triangulaires *DKT*, *DST* (800 éléments par panneau).

Les résultats obtenus numériquement sont comparées à la solution fournie par la théorie des poutres. La **Figure II-3** présente l'ensemble des résultats de contraintes de flexion et de cisaillement (aux points de gauss) selon l'axe x calculées à mi-travée de poutre (loin des points ou lignes de chargement) avec les maillages présentés en **Figure II-2**.

Sur la **Figure II-3a**, on observe que les contraintes normales de flexion fournies par les trois modèles et celles issues de la *RdM* sont très proches. Pour les contraintes de cisaillement (**Figure II-3b**), les résultats obtenus avec des éléments quadrangulaires *COQ4* sont également très proches des valeurs « théoriques ». Une modélisation avec un maillage plus dense a montré

qu'en doublant la densité de maillage suivant x et suivant y, les contraintes données par les trois types d'éléments se concentraient autour de la solution fournie par la RdM.

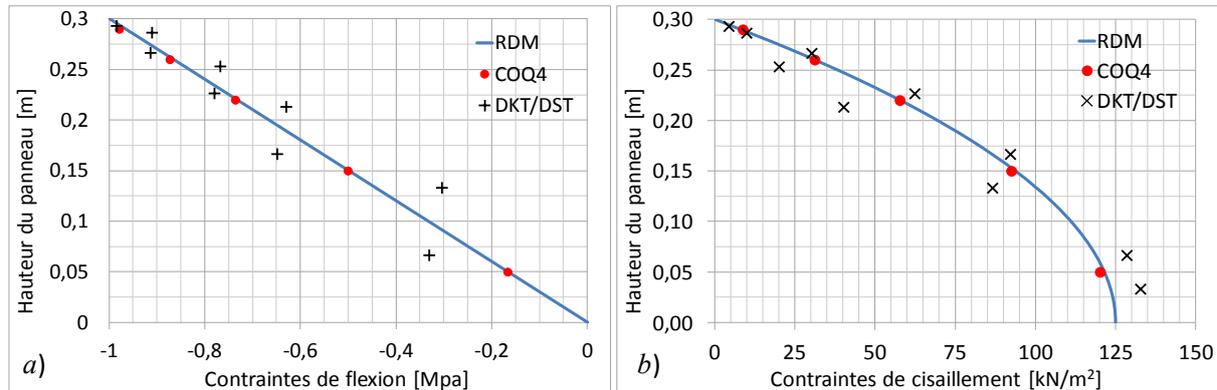


Figure II-3. Comparaison des contraintes pour différents éléments de coques (demi-hauteur de panneau). a) contraintes de flexion σ_{xx} . b) contraintes de cisaillement τ_{xy} .

Pour le déplacement maximal (cf. **Tableau II-1**), le résultat obtenu avec des éléments quadrangulaires (*COQ4*) est le plus proche de la *RdM* que celui donné avec les éléments *DKT* ou *DST*. L'écart pour les *COQ4* est inférieur à +1%, il est de -4% pour les deux autres types d'éléments. Le déplacement calculé analytiquement prend en compte l'effet de flexion et de cisaillement. Cependant, en doublant les densités de maillage sur x et y, ces écarts passent à +6% pour le modèle *COQ4* et à +2% pour les modèles *DKT/DST*. En outre, par rapport au modèle *COQ4* le temps de calcul des autres modèles est de +6% pour le *DKT* et de 40% pour le *DST*.

Tableau II-1. Valeurs des déplacements du panneau en console calculées avec la théorie de poutres et les modèles détaillés *COQ4* et *DKT/DST*.

	RdM [mm]	COQ4 [mm]	DKT [mm]
Maillage optimisé	5,05	5,09 (+1%)	4,85 (-4%)
Maillage double		5,36 (+6%)	5,19 (+2%)

Compte-tenu de ces résultats, nous retenons les éléments quadrangulaires à 4 nœuds (*COQ4*), 5 points de gauss par élément et 6 degrés de liberté par nœud ($u_x, u_y, u_z, r_x, r_y, r_z$). L'interpolation est linéaire en membrane et cubique en flexion. De plus, afin de considérer les caractéristiques mécaniques réelles des panneaux, un comportement élastique-orthotrope est retenu.

Modélisation simplifiée par des éléments poutres et barres

La deuxième méthode de modélisation des panneaux de plancher remplace les éléments coques par un treillis construit avec des éléments de type *poutres* et *barres*. Cette simplification permet un calcul considérablement moins lourd. Ce type d'approche a été utilisé dans plusieurs travaux

de recherche concernant les diaphragmes en bois. Pour l'étude de l'incidence des effets de torsion sur des structures en bois, Vu modélise les murs, les planchers et la toiture par l'intermédiaire des treillis isostatiques (cf. **Figure II-4a**) [VU 2011]. Afin de simplifier son problème, Vu a considéré les éléments de treillis qui modélisent les planchers rigides. Kamiya utilisent aussi un modèle simplifié de treillis pour déterminer les efforts de cisaillement autour des trémies dans un plancher diaphragme en bois (**Figure II-4b**) [KAM 1998]. Dans ce modèle, il est considéré que tous les éléments du treillis, sauf les diagonales, sont rigides. Ainsi, la rigidité dans le plan du plancher est traduite par la raideur axiale des diagonales. Dans ce cas uniquement, l'effet de cisaillement et du glissement des connecteurs ont été pris en compte.

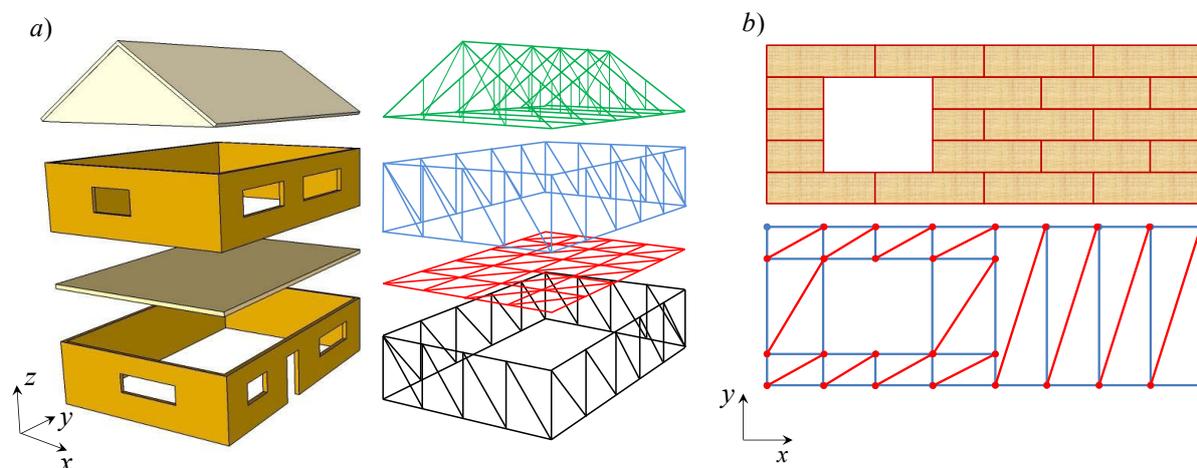


Figure II-4. Utilisation des treillis pour modéliser des diaphragmes en bois. a) Modèle des diaphragmes en treillis pour l'étude de l'incidence de la torsion [VU 2011]. b) Modélisation en treillis d'un plancher avec des trémies [KAM 1998].

Ces deux modèles remplacent toute la structure de diaphragmes (poutraison, panneaux et connecteurs) par des treillis. Cependant le modèle proposé dans la présente thèse remplace seulement les panneaux. Ceci permet de bien prendre en compte les déplacements différentiels entre la poutraison et les panneaux [ITA 1982]. Dans cette approche, chaque panneau est modélisé comme une structure de treillis hyperstatique indépendante (cf. **Figure II-5**). Ce treillis est composé par des éléments longitudinaux et transversaux qui encadrent des diagonales. Les éléments longitudinaux sont constitués par des éléments *poutres* continus dans toute la longueur des panneaux. Les éléments transversaux sont également modélisés par des éléments *poutres* et ils sont connectés par des rotules aux éléments longitudinaux. Ces éléments transversaux sont placés aux extrémités des panneaux et sur les lignes où passent les solives. Les diagonales sont constituées par des éléments de type *barre*. Ainsi, par exemple, un panneau traversé par 5 solives est modélisé par un treillis composé de 4 cadres continus (cf. **Figure II-5**).

Afin que ces treillis représentent correctement le comportement mécanique des panneaux, les caractéristiques et mécaniques de chaque élément qui le compose sont calées pour traduire le

comportement global du panneau. Dans cette approche, les éléments longitudinaux traduisent la rigidité en flexion dans le plan des panneaux. Les diagonales représentent la rigidité de déformation par cisaillement et les éléments transversaux sont considérés rigides afin de respecter les hypothèses des sections planes de Bernoulli.

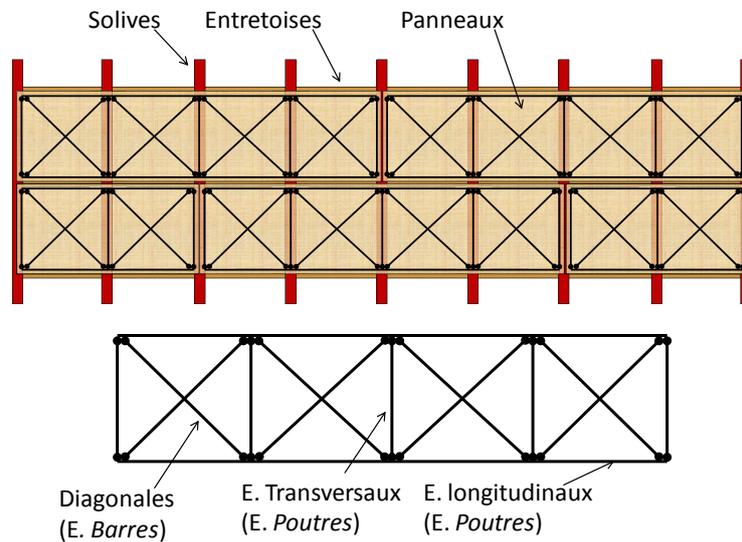


Figure II-5. Modélisation des panneaux par des treillis hyperstatiques.

De cette manière, la section des éléments longitudinaux est calculée de façon à obtenir une inertie en flexion égale à celle des panneaux. Selon la **Figure II-6** l'inertie flexionnelle des panneaux par rapport à l'axe z I_{pz} est déterminée par l'équation **Eq. II-1**. Ainsi, les éléments longitudinaux sont positionnés à une distance a du bord des panneaux, représentant la ligne de clouage. L'inertie des deux éléments longitudinaux autour l'axe z , I_{lz} , est calculée selon l'équation **Eq. II-2**. La contribution de l'inertie autour du centre de gravité de ces éléments est négligée, elle représente approximativement 1,5% de la inertie totale (pour un panneau de 20mm d'épaisseur et 600mm de largeur).

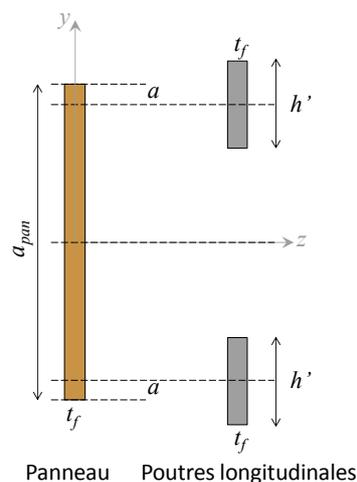


Figure II-6. Calcul des sections des éléments de poutres horizontales.

$$I_{pz} = \frac{t_f a_{pan}^3}{12} \quad \text{Eq. II-1}$$

$$I_{lz} = 2 \left(\frac{t_f h'^3}{12} + t_f h' \left(\frac{a_{pan}}{2} - a \right)^2 \right) \quad \text{Eq. II-2}$$

Si les éléments longitudinaux présentent le même module de Young que les panneaux de plancher, et $I_{p,z}$ est égale à $I_{l,z}$ (équation **Eq. II-3**), la hauteur h' de chaque élément longitudinal peut être déterminée selon l'équation **Eq. II-4**. De cette manière, la section $t_f h'$ permet de traduire la rigidité flexionnelle dans le plan du plancher.

$$\frac{t_f a_{pan}^3}{12} = 2 \left(t_f h' \left(\frac{a_{pan}}{2} - a \right)^2 \right) \quad \text{Eq. II-3}$$

$$h' = \frac{a_{pan}^3}{24 \left(\frac{a_{pan}}{2} - a \right)^2} \quad \text{Eq. II-4}$$

D'autre part, pour dimensionner la section transversale des éléments barres qui composent les diagonales, les efforts axiaux sur ces éléments doivent être calculés. Considérons un cadre de treillis soumis à une sollicitation P tel qu'indiqué en **Figure II-7**. Les efforts sur chaque élément de ce treillis sont résumés sur le tableau associé à cette figure.

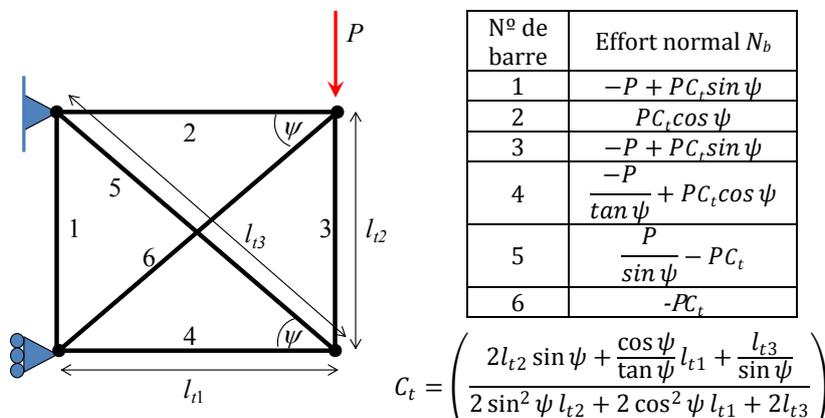


Figure II-7. Treillis en console soumis à une charge ponctuelle P . Efforts sur chaque barre.

Si on retient que tous les éléments de ce treillis sont rigides sauf les diagonales, le déplacement vertical maximal Δ_t est déterminé par l'allongement et raccourcissement de ces deux barres. Ainsi, le calcul peut être réalisé avec la méthode de travaux virtuels (équation **Eq. II-5**). L'équation **Eq. II-7** calcule la valeur de ce déplacement en fonction des propriétés mécaniques des diagonales et des dimensions du treillis. Dans cette équation E_d correspond au module de Young des diagonales, et A_d leur section transversale.

$$\Delta_t = \frac{N_5 n_5}{E_d A_d} l_{t3} + \frac{N_6 n_6}{E_d A_d} l_{t3} \quad \text{Eq. II-5}$$

$$\Delta_t = \frac{l_{t3}}{E_d A_d} \left[\left(\frac{P}{\sin^2 \psi} - P C_t \right) \left(\frac{1}{\sin^2 \psi} - 1 C_t \right) + (-P C_t)(-C_t) \right] \quad \text{Eq. II-6}$$

$$\Delta_t = \frac{P l_{t3}}{E_d A_d} \left(\frac{1}{\sin^2 \psi} - \frac{2 C_t}{\sin \psi} + 2 C_t^2 \right) \quad \text{Eq. II-7}$$

D'ailleurs, si on considère un panneau équivalent au treillis analysé (cf. **Figure II-8**). Le déplacement vertical dû aux effets de cisaillement de ce panneau, est déterminé par l'équation **Eq. II-8**, où G_p correspond au module de cisaillement et t_f l'épaisseur.

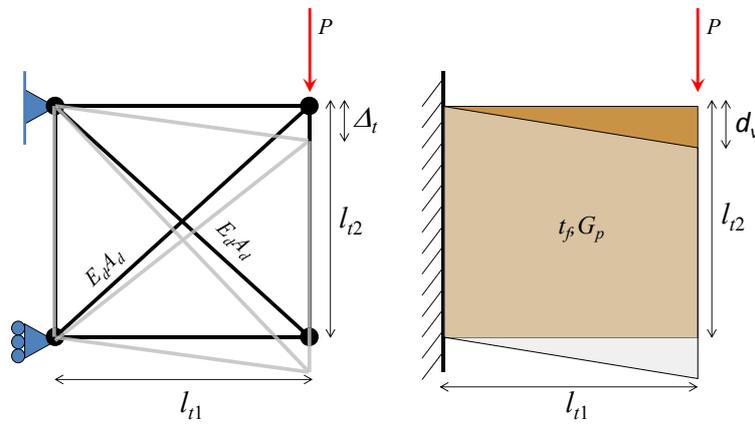


Figure II-8. Comparaison du déplacement entre un Treillis et un panneau en console.

$$d_v = \frac{P l_{t1}}{G_p t_f l_{t2}} \quad \text{Eq. II-8}$$

On en déduit l'aire de la barre diagonale comme suit : **Eq. II-11**.

$$\Delta_t = d_v \quad \text{Eq. II-9}$$

$$\frac{P l_{t3}}{E_d A_d} \left(\frac{1}{\sin^2 \psi} - \frac{2 C_t}{\sin \psi} + 2 C_t^2 \right) = \frac{P l_{t1}}{G_p t_f l_{t2}} \quad \text{Eq. II-10}$$

$$A_d = \frac{G_p t_f l_{t2} l_{t3}}{E_d l_{t1}} \left(\frac{1}{\sin^2 \psi} - \frac{2 C_t}{\sin \psi} + 2 C_t^2 \right) \quad \text{Eq. II-11}$$

Pour vérifier le bon comportement de l'approche simplifiée, une comparaison entre le modèle composé par des éléments *coques* et celui utilisant des treillis a été réalisée. Pour cet effet, le modèle de panneau en console présenté dans la **Figure II-2** est repris. Ce panneau est ainsi modélisé par un treillis en élément finis où chaque composant est dimensionné avec la procédure présentée (**Eq. II-4** et **Eq. II-11**). Dans ce cas la distance a est considérée égale à 20mm (cf. **Figure II-6**).

La comparaison entre les valeurs des déplacements calculés avec cette approche et les résultats précédemment obtenus, permettent de valider cette procédure simplifiée. La **Figure II-9** présente le modèle de treillis et le **Tableau II-2** résume les résultats.

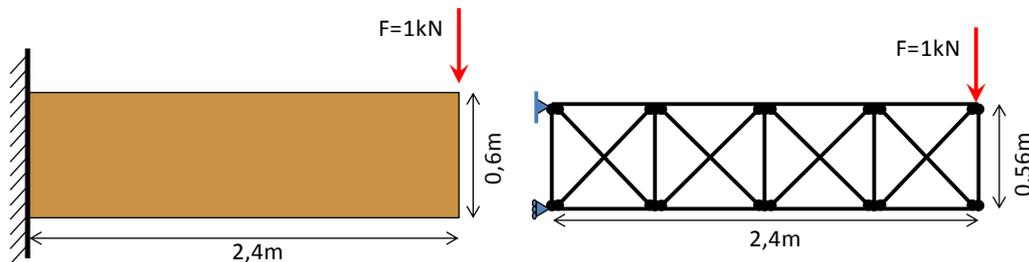


Figure II-9. Panneau modélisé par un treillis.

Tableau II-2. Valeurs des déplacements du panneau en console calculés avec le modèle simplifié de treillis. Comparaison avec la théorie de poutres et les modèles détaillés COQ4 et DKT/DST.

	RdM [mm]	Treillis [mm]	COQ4 [mm]	DKT/DST [mm]
Maillage optimisé	5,05	4,93 (-2,4%)	5,09 (+1%)	4,85 (-4%)
Maillage double			5,36 (+6%)	5,19 (+2%)

L'analyse des résultats montre que le modèle de treillis est légèrement plus rigide que l'approche *RdM*. Ce comportement peut être expliqué par le fait que dans le dimensionnement de la section des *poutres* longitudinales, on néglige l'inertie autour de leurs propres axes (cf. **Eq. II-2**). La différence du déplacement du modèle de treillis par rapport au calcul analytique (*RdM*) est de 2,4%. Lorsqu'on considère l'inertie autour l'axe des *poutres* longitudinales, cette différence diminue à 1,5%. Par simplicité de calcul, dans ce travail on retient un calcul simplifié de l'hauteur h' (cf **Eq. II-4**). Cependant, il faut prendre en compte que fur et à mesure la largeur de panneau diminue, le premier terme de l'équation **Eq. II-12** devient plus importante.

II.1.3 Modélisation de la connexion panneaux-poutraison

La connexion panneaux-poutraison est un facteur déterminant dans le comportement mécanique dans le plan des planchers. Ce fait a été démontré par de nombreuses expériences réalisées dans les 60 dernières années (cf. **I.2.1**). En conséquence, afin de bien estimer les propriétés mécaniques globales des planchers, il est nécessaire de compter avec un modèle numérique qui permette de bien représenter le comportement de cette connexion. Ainsi, plusieurs modèles de connexion en éléments finis ont été développés pour l'étude des diaphragmes en bois [**FAL 1988, DOL 1999, JUD 2005b**]. Ces modèles généralement considèrent une liaison discrète modélisée par des ressorts travaillant sous effort axial. De plus, la déformation des connecteurs est limitée au plan du plancher, sans prendre en compte le

décollement du panneau par rapport à solive. La **Figure II-10** montre ce ressort avec un degré de liberté par nœud et l'équation **Eq. II-13** décrit son comportement mécanique.

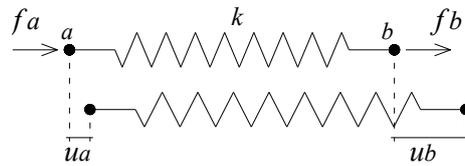


Figure II-10. Ressort avec 1 degré de liberté et une rigidité axiale k .

$$\begin{bmatrix} f_a \\ f_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_a \\ u_b \end{bmatrix} \quad \text{Eq. II-13}$$

Pour l'application de cette approche dans le modèle du plancher, plusieurs techniques peuvent être adoptées. Dans le cas où la poutraison et le plancher sont modélisés dans deux plans différents, des éléments rigides de maintien du ressort sont ajoutés pour traduire l'hypothèse de Navier-Bernoulli. La **Figure II-11** montre l'application de cette méthode. On observe qu'une extrémité du ressort est fixée à la poutraison (nœud a) à travers l'élément rigide auxiliaire. De même manière le nœud b du ressort est fixé au panneau. Le glissement entre le panneau et la poutraison e_n est représenté par le déplacement relatif entre les nœuds a et b du ressort. De cette manière, la force nécessaire pour produire un déplacement donné du ressort peut être déterminée à partir de la loi force-glissement caractéristique de la connexion (cf. **Figure II-11b**).

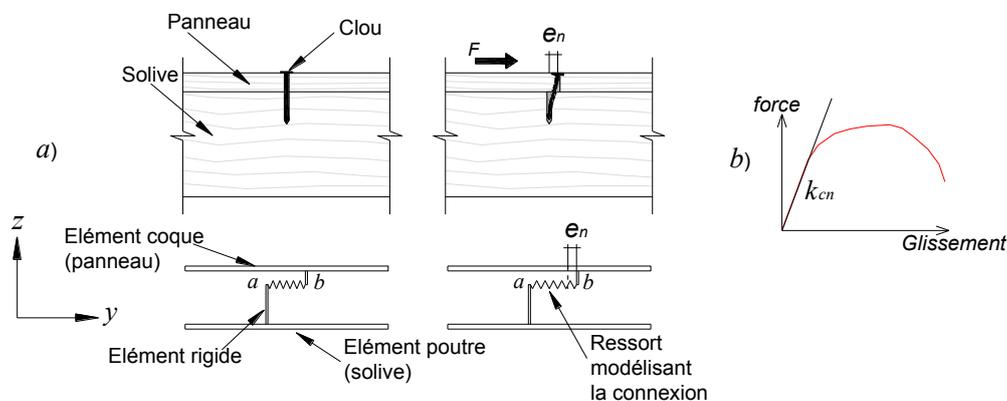


Figure II-11. Modélisation du glissement d'un clou. a) Model avec un ressort sous effort axial. b) Loi force-glissement d'un connecteur.

Cette approche de modélisation présente l'avantage d'être simple à mettre en application. Cependant, lorsque la sollicitation a une composante orthogonale à l'axe du ressort (axe x), le système devient instable. Afin de résoudre ce problème, trois solutions peuvent être considérées :

- 1) Orienter le ressort suivant la direction du déplacement du connecteur si elle est connue,
- 2) ajouter un ressort qui reprend les sollicitations orthogonales à l'axe du ressort principal,
- 3) une combinaison des deux solutions antérieures

La première solution implique qu'à chaque pas de calcul, la direction de l'effort sur chaque connecteur doit être déterminée et ainsi adapter le maillage pour que les ressorts soient toujours sollicités axialement. La deuxième solution permet de distribuer les efforts sur plusieurs ressorts sans réaliser une réactualisation du maillage. Par contre la rigidité k de chaque ressort doit être corrigée par rapport à la trajectoire de déplacement. Par la suite, on présente deux modèles basés sur ces approches (2 et 3) et une troisième basé sur des éléments *poutres* travaillant en flexion.

Connexion par deux ressorts non orientés

Afin d'assurer la stabilité bidirectionnelle et éviter le remaillage du modèle à chaque pas de calcul, un système composé par deux ressorts orthogonaux et non-orientés par rapport à la direction de la sollicitation peut être considéré. Le principal objectif de cette approche est que chacun des ressorts reprend une composante de l'effort sollicitant. La **Figure II-12** montre le système considéré et l'équation **Eq. II-14** décrit son comportement mécanique. Dans ce système, le point a correspond au point où les ressorts sont attachées au panneau, et les points b et c sont les points d'attache à la poutraison.

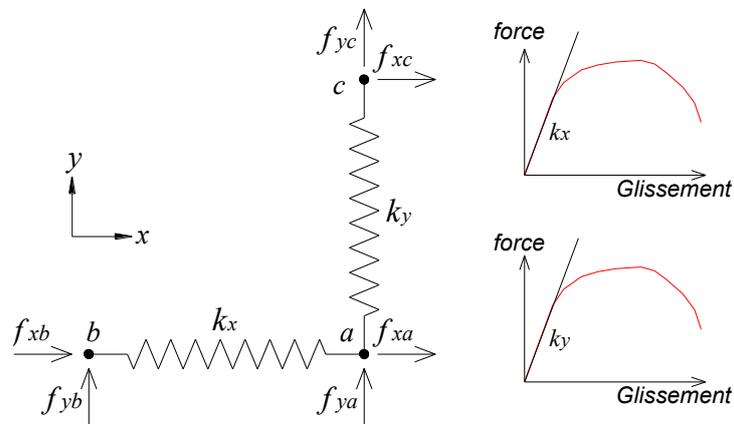


Figure II-12. Système de connexion à deux ressorts orthogonaux non-orientés.

$$\begin{bmatrix} f_{xa} \\ f_{ya} \\ f_{xb} \\ f_{yb} \\ f_{xc} \\ f_{yc} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_x & 0 & -k_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 & 0 & 0 & -k_y \\ -k_x & 0 & k_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_y & 0 & 0 & 0 & k_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{xa} \\ u_{ya} \\ u_{xb} \\ u_{yb} \\ u_{xc} \\ u_{yc} \end{bmatrix}$$

Eq. II-14

Dans cette équation la rigidité et les forces aux nœuds sont découplées en deux directions (x, y), ainsi les efforts f_x, f_y sont fonctions des rigidités k_x, k_y . Ceci, en fonction de la direction du déplacement, peut induire une surestimation de la rigidité et de la résistance des connecteurs.

Pour illustrer cet effet, la **Figure II-13** compare un système composé par un ressort orienté et un autre par deux ressorts non-orientés.

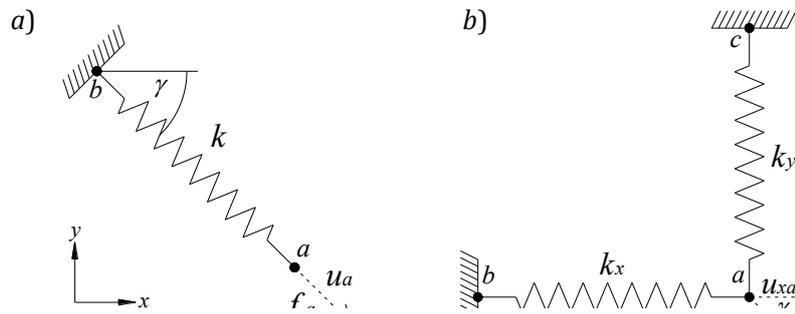


Figure II-13. Systèmes de modélisation des connecteurs par ressorts sous effort axial. a) Un ressort orienté. b) Deux ressorts non-orientés.

Sur le schéma de la **Figure II-13a**, si le nœud a se déplace une distance u_a suivant la direction γ , l'effort associé à ce déplacement est égale à l'équation **Eq. II-15**. En plus, si la trajectoire du déplacement varie et le ressort est réorienté, l'effort associé sera indépendant de la direction du déplacement. Ceci est valable si la rigidité k ne varie pas en fonction de l'angle γ .

$$f_a = k \cdot u_a \quad \text{Eq. II-15}$$

Sur le schéma de, la **Figure II-13b**, avec deux ressorts orthogonaux non-orientés respectivement de rigidité k_x et k_y pour un même déplacement u_a nœud a suivant la direction le déplacement total peut être décomposé selon les directions principales comme suit :

$$u_{xa} = u_a \cdot \cos \gamma \quad \text{Eq. II-16}$$

$$u_{ya} = u_a \cdot \sin \gamma \quad \text{Eq. II-17}$$

Ainsi l'effort axial sur chaque ressort est égale à :

$$f_{xa} = k_x \cdot u_{xa} = k_x \cdot u_a \cdot \cos \gamma \quad \text{Eq. II-18}$$

$$f_{ya} = k_y \cdot u_{ya} = k_y \cdot u_a \cdot \sin \gamma \quad \text{Eq. II-19}$$

Si les deux systèmes représentent le même connecteur où la rigidité est indépendante de la trajectoire de l'effort, c'est-à-dire : $k_x = k_y = k$. Les efforts sur les deux ressorts non-orientés sont :

$$f_{xa} = k \cdot u_a \cdot \cos \alpha = f_a \cdot \cos \gamma \quad \text{Eq. II-20}$$

$$f_{ya} = k \cdot u_a \cdot \sin \alpha = f_a \cdot \sin \gamma \quad \text{Eq. II-21}$$

Ainsi, lorsque l'angle du déplacement γ est égal à 0° ou 90° , on observe qu'un seul de deux ressorts travaille et il est équivalent au système d'un ressort orienté. Par contre, dans le cas que

l'angle γ est égal à 45° , les deux ressort travaillent sous un effort égal à 71% ($\cos 45, \sin 45$) de l'effort réel sur le connecteur. Ceci implique que pour un déplacement qui entraîne la plastification du modèle à un seul ressort orienté, le modèle à deux ressorts non-orientés est plus résistant et il travaillera encore dans le domaine élastique. En conséquence, avec un modèle de connexion basé sur deux ressorts non orientés, la rigidité dans le plan du plancher sera surestimée sous un chargement qui entraîne la plastification des connecteurs. [HIT 2002, JUD 2005a]

Afin de compenser cette surestimation, un ajustement des rigidités k_x et k_y en fonction de l'angle γ peut être considéré. Ceci impose un calcul itératif adapter cet ajustement à l'angle de sollicitation qui peut être coûteux en termes de temps de calcul. *Folz et Filiatrault* proposent eux de jouer sur la valeur de l'espacement entre les clous, ce qui revient à fixer une orientation de sollicitation ou à remailler à chaque pas de calcul [FOL 2000]

Connexion par deux ressorts orientés

En se basant sur les modèles exposés, [JUD 2005a] présentent une nouvelle approche pour modéliser la connexion panneaux-poutraison. Leur modèle est composé par deux ressorts orthogonaux où un des ressorts est orienté vers la trajectoire initiale de déplacement du connecteur et l'autre est orthogonal à celle-ci. La **Figure II-14** montre ce système. Dans cette approche le nœud *a* du système est attaché au panneau et le nœud *b* à la poutraison. La trajectoire initiale γ est déterminée à partir du premier pas de calcul. De cette façon, si dans un temps de calcul $t > 1$ la direction de déplacement est différente à l'initiale, c'est le ressort orthogonal qui reprend cette composante du déplacement. L'équation **Eq. II-22** décrit le comportement de ce modèle.

Ce modèle considère que la variation de la trajectoire de déplacement du connecteur est faible, et par conséquent la trajectoire initiale est la plus déterminante. En conséquence, la plus grande partie du déplacement est déterminée par le ressort dans l'axe *u*, de cette manière la contribution du ressort orthogonal est minimale. Cette approche minimise la surestimation des résultats du modèle à deux ressorts non orientés. Néanmoins, une orientation du maillage au premier pas de calcul doit être réalisée. Bien que ce modèle montre de bons résultats pour la modélisation des planchers diaphragmes et des murs de contreventement, un modèle qui soit indépendant de la direction de la sollicitation semble nécessaire.

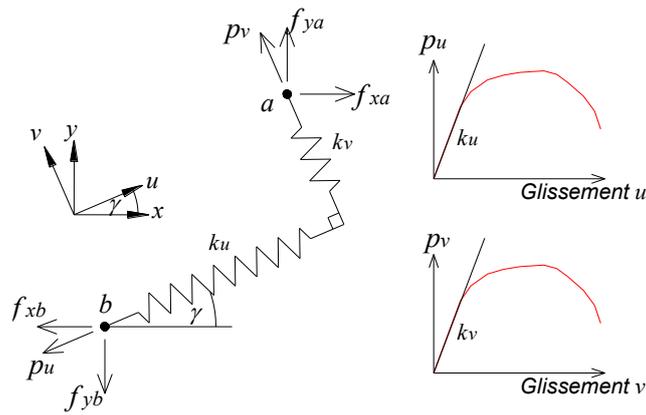


Figure II-14. Modèle de connexion à deux ressorts orientés

$$\begin{bmatrix} f_{xa} \\ f_{ya} \\ -f_{xb} \\ -f_{yb} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & -k_{11} & -k_{12} \\ k_{12} & k_{22} & -k_{12} & -k_{22} \\ -k_{11} & -k_{12} & k_{11} & k_{12} \\ -k_{12} & -k_{22} & k_{12} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{xa} \\ u_{ya} \\ u_{xb} \\ u_{yb} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. II-22}$$

$$\text{Où : } \begin{bmatrix} f_{xa} \\ f_{ya} \\ -f_{xb} \\ -f_{yb} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_u \cos \gamma - p_v \sin \gamma \\ p_u \sin \gamma + p_v \cos \gamma \\ -p_u \cos \gamma + p_v \sin \gamma \\ -p_u \sin \gamma - p_v \cos \gamma \end{bmatrix} \quad \begin{aligned} k_{11} &= k_u \cos^2 \gamma + k_v \sin^2 \gamma \\ k_{12} &= k_u \sin \gamma \cos \gamma - k_v \sin \gamma \cos \gamma \\ k_{22} &= k_u \sin^2 \gamma + k_v \cos^2 \gamma \end{aligned}$$

Proposition de connexion par des éléments poutres en flexion

Tel qu'il a été observé dans les paragraphes précédents, lorsque la sollicitation sur les connecteurs est bidirectionnelle, ce qui est le cas des planchers diaphragme, les modèles basés sur des ressorts travaillant sous effort axial semblent ne pas être bien adaptés. Ils requièrent des ajustements qui ne sont pas simples à mettre en œuvre. Pour cette raison, une nouvelle approche de modélisation basée sur des éléments *poutres* est présentée. Ce modèle est composé par un seul élément de type poutre qui travaille comme un ressort en flexion. Ainsi cette poutre est placée verticalement en liant la poutraison et les panneaux. De cette façon, le glissement de la connexion est représenté par la déformation en flexion d'élément *poutre* (cf. **Figure II-15**).

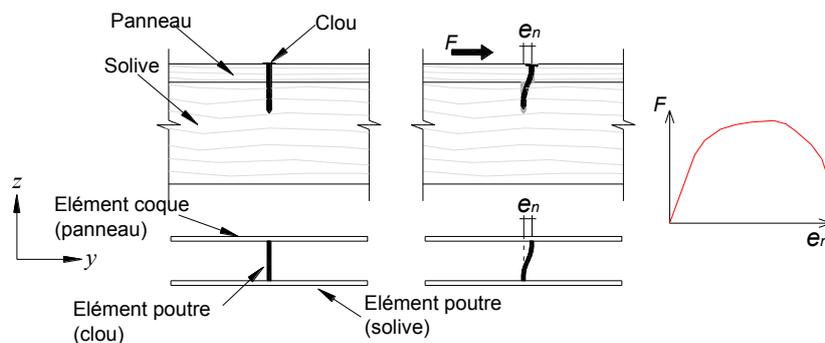


Figure II-15. Modélisation de connexion par des éléments poutre en flexion

Ce type de modèle a été utilisé par [BUS 2007] pour modéliser la connexion semi-rigide entre les composants des poutres mixtes acier-béton. [FOU 2009, FUE 2009] ont adopté cette approche pour la modélisation de la connexion clouée entre les lames en bois des planchers mixtes Lignadal. Dans ces deux cas, les résultats observés en termes de représentativité ont été satisfaisants et ils ont permis la validation de leurs modèles.

Il faut noter que dans cette approche, les propriétés mécaniques et géométriques de l'élément *poutre* sont déterminées à partir des caractéristiques de la connexion (Loi force-glissement). Ainsi, l'élément *poutre* est indépendant des caractéristiques mécaniques et géométriques réels du connecteur. La **Figure II-16** illustre les conditions aux limites considérées dans ce modèle et l'équation **Eq. II-23** décrit le comportement mécanique.

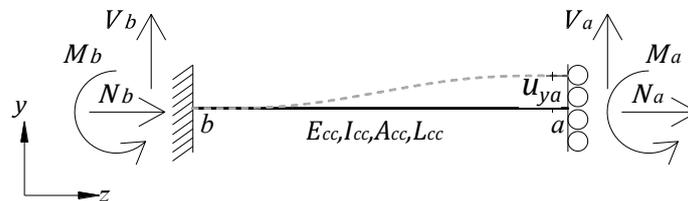


Figure II-16. Conditions limites d'élément poutre considéré.

$$\begin{bmatrix} N_a \\ V_a \\ M_a \\ N_b \\ V_b \\ M_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_{cc}A_{cc}}{L_{cc}} & 0 & 0 & -\frac{E_{cc}A_{cc}}{L_{cc}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^3} & \frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} & 0 & -\frac{12E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^3} & \frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} \\ 0 & \frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} & \frac{4E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}} & 0 & -\frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} & \frac{2E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}} \\ -\frac{E_{cc}A_{cc}}{L_{cc}} & 0 & 0 & \frac{E_{cc}A_{cc}}{L_{cc}} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^3} & -\frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} & 0 & \frac{12E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^3} & -\frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} \\ 0 & \frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} & \frac{2E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}} & 0 & -\frac{6E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^2} & \frac{4E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{za} \\ u_{ya} \\ \theta_a \\ u_{zb} \\ u_{yb} \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad \text{Eq. II-23}$$

Avec : E_{cc} = Module de Young de la poutre.
 I_{cc} = Moment d'inertie de la poutre.
 L_{cc} = Longueur de la poutre.
 A_{cc} = Section de la poutre.

Les hypothèses retenues pour le modèle sont les suivantes :

- Les éventuels effets de soulèvement des panneaux sont négligés, ainsi u_{za} et u_{zb} sont égaux à 0,
- l'élément *poutre* est encasté dans la poutraison et dans les panneaux. C'est-à-dire les rotations θ_a , et θ_b sont nuls,
- tous les glissements produits par des phénomènes d'arrachement, d'enfoncement et flexion des connecteurs sont couplés dans un seul terme δ_s .

A partir de ces hypothèses, et de l'équation **Eq. II-23**, on obtient :

$$V_a = \frac{12E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^3} \cdot u_{ya} \quad \text{Eq. II-24}$$

Si on considère que le terme u_{ya} représente le glissement relatif entre le panneau et la poutraison (e_n dans la **Figure II-15**), et la force F_i que produit ce glissement est équivalente à l'effort de cisaillement V_a . On obtient que la relation force-glissement du connecteur peut être représentée par l'élément *poutre* selon l'équation **Eq. II-25**.

$$F_i = \frac{12E_{cc}I_{cc}}{L_{cc}^3} \cdot e_n \quad \text{Eq. II-25}$$

En outre, de la théorie de poutres, les contraintes normales peuvent être déterminées comme :

$$\sigma_{zz,a} = \frac{N_a - N_b}{A_{cc}} \pm \frac{M_a \cdot \bar{y}}{I_{cc}} \quad \text{Eq. II-26}$$

Si l'élément *poutre* possède une section circulaire avec un diamètre d_{cc} , et une aire A_{cc} suffisamment grande de façon que le premier terme de l'équation **Eq. II-26** soit négligeable. La contrainte maximale dans la poutre est calculée selon l'équation **Eq. II-27**. Dans cette équation le moment M_a est exprimé en termes de la force F_i .

$$\sigma_{z,i} = \pm \frac{F_i L_{cc} d_{cc}}{2I_{cc}} \quad \text{Eq. II-27}$$

De plus, selon l'équation **Eq. II-25**, le module d'élasticité de l'élément *poutre* peut être exprimé en fonction de l'effort F_i et du glissement e_n .

$$E_i = \frac{L_{cc}^3 F_i}{12I_{cc} e_n} \quad \text{Eq. II-28}$$

Ainsi, pour chaque couple F_i/e_n , on peut déterminer la déformation de l'élément de connexion comme :

$$\varepsilon_{z,i} = \frac{\sigma_{x,i}}{E_i} \quad \text{Eq. II-29}$$

Si la courbe force-glissement caractéristique des connecteurs est connue, plusieurs couples F_i/δ_s peuvent être extraits, ce qui permet de construire une loi de comportement σ - ε pour un matériau fictif. Cette loi sera rentrée comme caractéristique de matériau de l'élément *poutre* modélisant la connexion. En outre, puisque l'élément modélisant le connecteur possède une

section circulaire, l'inertie en flexion de la *poutre* est la même pour toutes les directions dans le plan x - y . Ainsi, le comportement mécanique de cet élément est indépendant de la direction de la sollicitation, ou peut être géré en fonction de la définition de la forme de la section droite de cet élément de connexion. Cet élément de connexion peut être associé à un élément rigide perpendiculaire à la fibre moyenne de la solive et au plan moyen de la coque en jouant sur sa longueur.

Comparaison entre les différentes méthodes de modélisation de connexion panneau-poutraison

Afin de comparer les résultats obtenus par les différentes méthodes de modélisation présentées, une structure simple composée par un panneau cloué sur un cadre en bois a été modélisée. Cette structure est simplement appuyée à la base et sollicitée par une force horizontale au sommet. Ainsi, cette configuration correspond typiquement à un mur de contreventement travaillant comme diaphragme vertical. La **Figure II-17** détaille la structure étudiée et résume ses caractéristiques géométriques et mécaniques. La densité de clouage est de 1 clous tous les 150mm.

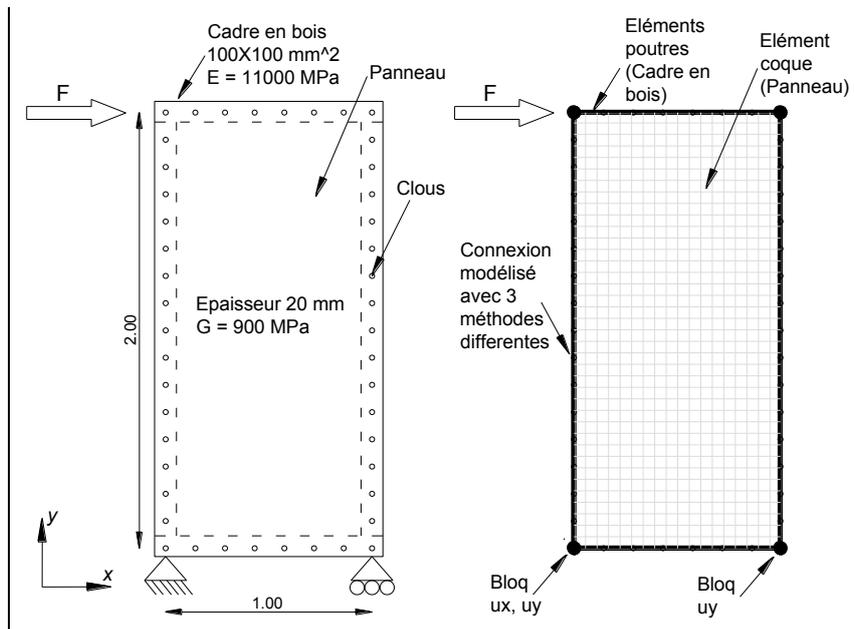


Figure II-17. Modélisation d'un panneau cloué sur un cadre en bois, application des trois méthodes de modélisation de connexion.

Dans ce modèle les trois méthodes de modélisation de la connexion sont appliquées. Les caractéristiques mécaniques de la connexion sont basées sur les résultats des essais de cisaillement réalisés sur des éprouvettes panneau-solives (éprouvette du type A) connectées par des clous, cf. annexe C. La **Figure II-18** montre la loi force-glisement moyenne pour un connecteur (clous).

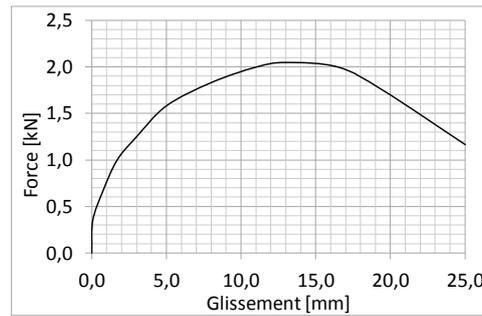


Figure II-18. Courbe force-glissement moyenne de la connexion (un clou).

Pour pouvoir appliquer la méthode de ressorts orientés, la trajectoire initiale de déplacements des connecteurs doit être déterminée. Pour cet effet, un modèle auxiliaire identique avec une connexion élastique a été utilisé. La **Figure II-19** montre les résultats de ce modèle préliminaire. Dans cette figure on observe que la trajectoire de sollicitation varie d'un connecteur à l'autre. Ainsi chaque système de ressorts doit être orienté d'une manière différente. En plus, ce modèle a permis de montrer que l'orientation des efforts dépend fortement de la rigidité du cadre.

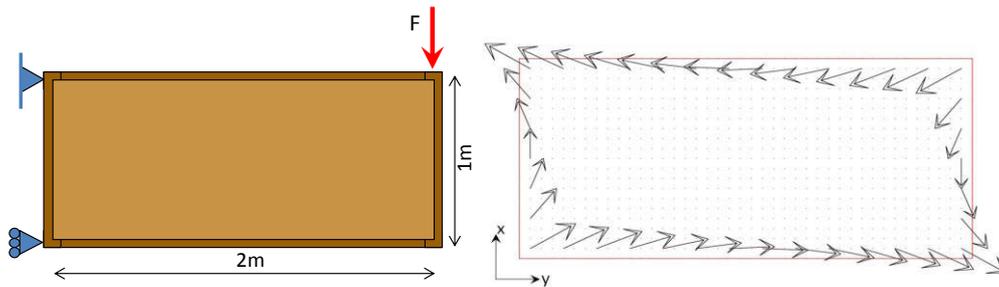


Figure II-19. Orientation de la réaction sur les connecteurs.

Cette structure a aussi été analysée avec l'approche analytique simplifiée pour des murs de contreventement (cf. §I.3.2). L'équation **Eq. II-30** résume l'expression qui permet de calculer le déplacement maximal de la structure modélisée sans considérer la semi-rigidité des ancrages.

$$\Delta_{mur} = \frac{2FH^3}{3E_m A_m B^2} + \frac{FH}{G_p B t_f} + \beta H e_n \quad \text{Eq. II-30}$$

- Avec :
- F = Force horizontale appliquée
 - H = Hauteur du mur
 - B = Largeur du cadre
 - E_m = Module de Young des éléments formant le cadre
 - A_m = Section des éléments formant le cadre
 - G_p = Module de cisaillement du panneau
 - t_f = Epaisseur du panneau
 - β = Facteur dépendant des dimensions du panneau (0,94 dans ce cas)
 - e_n = Glissement de la connexion

La **Figure II-20** présente les courbes *force-déplacement maximal* obtenues avec les quatre approches considérées. Cette figure montre que les méthodes de modélisation par des ressorts

orientés et par un élément *poutre* en flexion donnent des résultats équivalents. Cependant cette dernière méthode n'a pas besoin d'un modèle auxiliaire ou d'une routine qui détermine l'orientation des efforts. D'un autre côté, le modèle composé par deux ressorts non orientés est, comme prévu, plus rigide. Cette surestimation de rigidité correspond approximativement à 7% par rapport aux autres modèles et commence à être visible lorsque le chargement entraîne la plastification des connecteurs.

D'autre part, l'approche analytique présente des résultats cohérents par rapport à la modélisation numérique. Cependant, lorsque les connecteurs sont plastifiés, les résultats analytiques s'écartent des résultats numériques. Ces résultats montrent que la modélisation basée sur des poutres en flexion est la plus efficace pour représenter la connexion panneaux-poutraison d'un plancher-diaphragme.

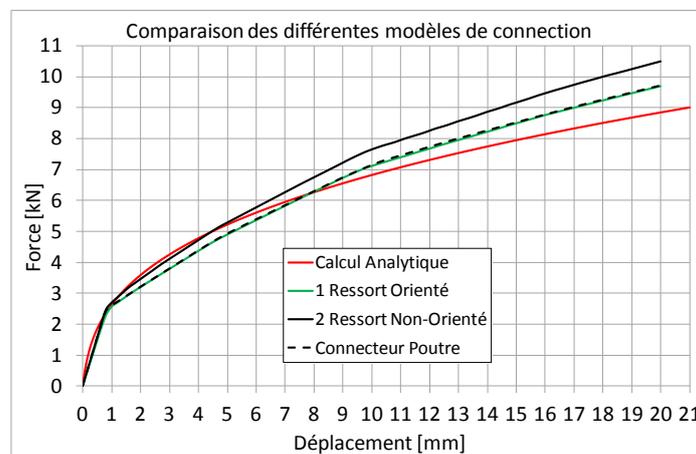


Figure II-20. Comparaison de résultats des différentes méthodes de modélisation de connexion.

II.1.4 Modélisation du contact entre les panneaux

Les planchers en bois traditionnels sont composés par de nombreux panneaux de petite taille par rapport à la surface totale du plancher. Ces panneaux sont mis en place les uns à côté des autres générant ainsi des lignes de discontinuité dans les directions longitudinale et transversale du plan du plancher. En conséquence, lors de la déformation du plancher, les panneaux peuvent entrer en contact permettant ainsi un transfert des efforts. Pour déterminer l'influence de cet effet sur le comportement mécanique du plancher, un modèle de transfert d'effort unilatéral doit être appliqué aux bords des panneaux. Dans le logiciel Cast3m, deux approches existent pour prendre en compte le contact [CHA 1993, RIC 2005] :

- l'application d'une relation linéaire entre le déplacement des nœuds voisins,
- un modèle de non-interpénétration du maillage.

La première approche consiste à créer une relation d'inégalité linéaire entre les déplacements des nœuds de deux maillages censés entrer en contact (opérateur *RELA*). Considérons un maillage composé par deux surfaces indépendantes (cf. **Figure II-21**). Si la ligne l_g de la surface 1, suivant un déplacement selon x est susceptible d'entrer en contact avec la ligne l_d de la surface 2, les relations qui décrivent le contact entre les deux surfaces en fonction des déplacements des nœuds ($u_{x1g}, u_{x2g}, u_{x3g}, u_{x1d}, u_{x2d}, u_{x3d}$) sont montrées dans l'équation **Eq. II-31**.

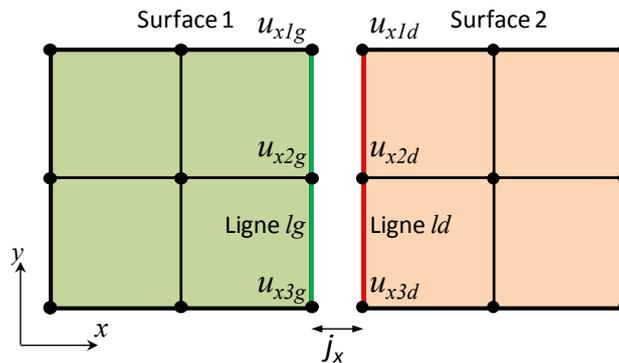


Figure II-21. Modèle de contact par relation linéaire des déplacements des nœuds.

$$u_{xig} - u_{xid} \leq j_x \quad \text{Eq. II-31}$$

Avec $i = 1, 2, 3$

Le terme j_x représente un éventuel jeu entre les deux surfaces. De cette manière, si au départ les deux surfaces sont en contact, le terme j_x est égal à 0. Ces conditions doivent être intégrées dans les conditions limites du système. De cette façon, la résolution numérique de ce problème est rapide et ne requiert pas un « grand » temps de calcul. Cependant, pour le bon fonctionnement de cette méthode, les nœuds des deux maillages doivent être placés face à face et les déplacements doivent être limités à une seule direction. Ainsi, cette méthode est bien adaptée pour des cas de contact frontal. Dans le cas des planchers, la rotation des panneaux conduit à des glissements relatifs de leurs frontières et rend cette méthode inappropriée.

La deuxième méthode disponible pour la prise en compte du contact, correspond à l'intégration d'une condition de non-interpénétration de maillage. Pour ce fait, Cast3m emploie l'opérateur *IMPO* qui calcule automatiquement les conditions de contact tels que la compatibilité de déplacements et les forces normales de contact. Ainsi, si ces forces sont de compression, le contact est maintenu, si elles sont de traction le contact est supprimé. De plus, il est possible de considérer par exemple la loi de Coulomb pour la prise en compte du frottement lors le glissement entre les surfaces. Cependant, pour la modélisation des planchers, les effets de frottement entre les panneaux seront négligés. Cette méthode présente l'avantage d'être facilement programmable et ne limite pas le sens ni la forme des surfaces censées entrer en

contact. Cependant, un maillage auxiliaire pour définir les zones de contact est nécessaire. En un système tridimensionnel, l'opérateur *IMPO* ne gère que des contacts entre les surfaces de coque, mais pas entre les frontières d'éléments coque. Malgré cette contrainte, cette approche est la mieux adaptée à notre cas d'étude.

Pour la mise en application de cette méthode, les éléments auxiliaires de contact ajoutés aux éléments *COQ4* doivent être également des éléments coques. Pour illustrer ceci, la **Figure II-22** montre le maillage de deux panneaux censés à entrer en contact. Aux bords de ces panneaux, des éléments coques *DKT* sont implantés perpendiculairement aux éléments *COQ4*. De cette façon, le modèle de contact (*IMPO*) est appliqué à ces éléments auxiliaires qui ne présentent aucune résistance mécanique.

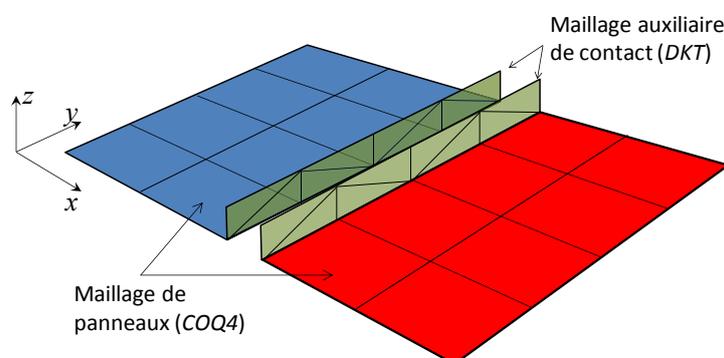


Figure II-22. Application des éléments auxiliaires de contact entre deux panneaux.

Pour tester le bon fonctionnement de cette procédure, plusieurs modèles représentant les différentes possibilités de contact entre les panneaux ont été testés. Par la suite, deux de ces modèles sont présentés et comparés aux solutions analytiques.

Le premier test réalisé représente l'entrée en contact frontal de deux panneaux adjacents. Pour cet effet, on a modélisé deux panneaux en console de 2,4m de longueur et 0,6m (cf. §II.1.2). Ces deux panneaux sont placés juxtaposés avec un jeu de 5 mm entre eux, cf. **Figure II-23a**. De cette manière, lors de la déformation, les deux panneaux doivent entrer en contact dans leur partie supérieure, cf. **Figure II-23b**. Dans ce modèle les effets de frottement ne sont pas pris en compte. Les résultats sont exprimés en termes des déplacements verticaux et des contraintes de compression dans la zone de contact.

La **Figure II-24** illustre la distribution des contraintes σ_{xx} pour un chargement de 20kN/m. On peut observer qu'au niveau des appuis, la zone supérieure est tendue (couleur rouge) et la zone inférieure est comprimée (couleur bleu) ce qui est cohérent avec les conditions limitées imposées. En plus, au niveau des points P1 et P2 des contraintes de compression sont présentes à cause du développement du contact.

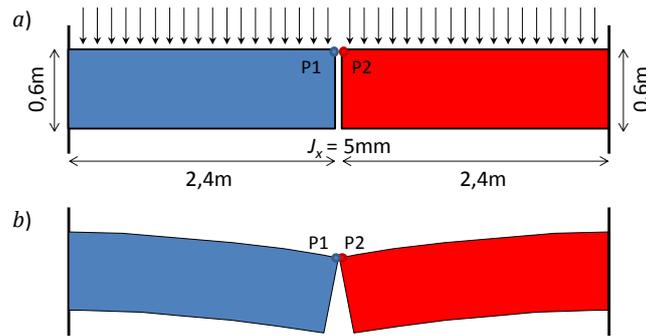


Figure II-23. Test de contact frontal entre panneaux. a) Modèle des panneaux mis face à face. b) Déformée des panneaux et mise en contact

En outre, la **Figure II-25a** montre l'évolution de ces contraintes en fonction des déplacements des points P1 et P2. On note que les poutres se déplacent librement jusqu'à atteindre une flèche verticale de 16mm, pour une charge répartie de 3,15kN/m, (ce qui est cohérent avec le fonctionnement d'une poutre console seule, courbe en trait discontinu de la **Figure II-25b**). A partir de ce niveau de déplacement des contraintes de compression dues au contact évoluent d'une manière non-linéaire. La **Figure II-25b** trace la courbe charge-déplacement vertical des points P1 et P2. Dans cette figure on observe une première phase où le contact n'est pas encore produit. Ce comportement linéaire est comparable à celui d'une poutre en console (courbe RdM) ; on vérifie ainsi que les éléments *DKT* ne modifient pas le comportement des *COQ4*. Dans une deuxième phase, quand le jeu est consommé, le comportement est plus rigide et quasi linéaire.

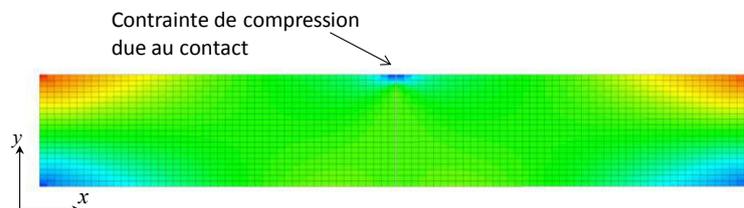


Figure II-24. Distribution des contraintes σ_{xx} lors du contact entre les panneaux avec éléments *COQ4* pour les panneaux et éléments *DKT* pour les surfaces de contact (charge 20kN/m).

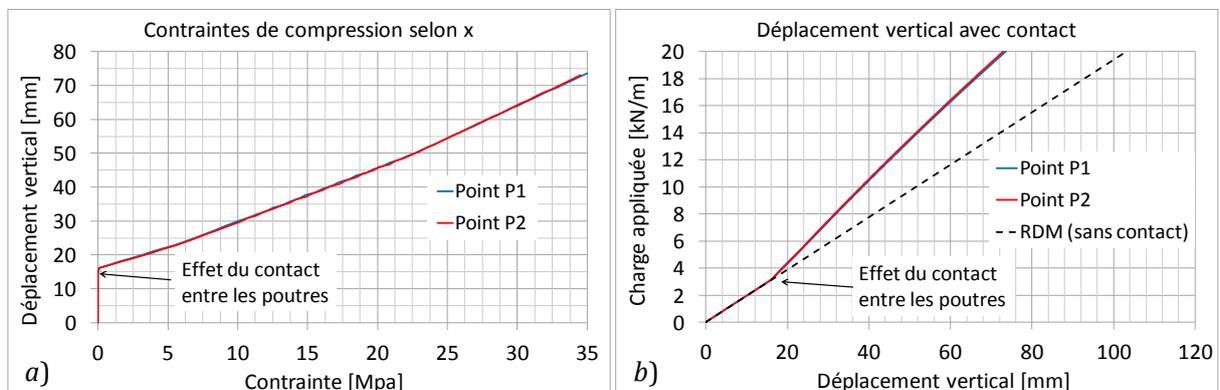


Figure II-25. Résultats du modèle de contact frontal. a) Evolution des déplacements verticaux en fonction des contraintes normales dans la zone de contact. b) Evolution des déplacements verticaux en fonction de la charge appliquée.

Un deuxième modèle simule le contact et le glissement longitudinal d'un panneau par rapport à l'autre. Pour ce fait, deux panneaux en console sont modélisées l'un sur l'autre avec une charge répartie sur la poutre supérieure (**Figure II-26a**). Ainsi, un transfert d'effort par contact se produit au niveau de l'interface entre les deux poutres. Ce modèle ne considère pas l'effet de frottement entre les deux panneaux superposés, de cette façon les résultats sont comparables à la solution analytique de la *RdM*. La **Figure II-26b** illustre la déformée de ce modèle.

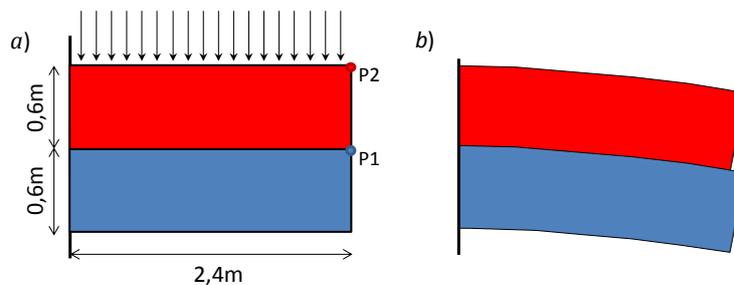


Figure II-26. Test de contact entre deux panneaux superposés. a) Conditions limites du modèle. b) Déformée des panneaux.

La **Figure II-27** montre les résultats en terme de contraintes σ_{xx} et τ_{xy} calculées à mi-travée de la poutre inférieure (poutre non-chargée). Dans cette figure on observe une très bonne corrélation entre les résultats numériques et analytiques. De même manière la **Figure II-28** montre la comparaison des résultats en termes de déplacements. Dans ce cas, les valeurs obtenues numériquement sont également très concordantes avec l'approche analytique. Ainsi, on peut noter que bien que cette poutre ne soit pas directement chargée, le modèle de non-interpénétration de maillage implémenté permet de bien traduire le transfert d'effort par contact. Un chargement de signe opposé (poutre supérieure avec une charge répartie de soulèvement) montre une même répartition de contrainte avec une intensité double et une poutre inférieure non sollicitée.

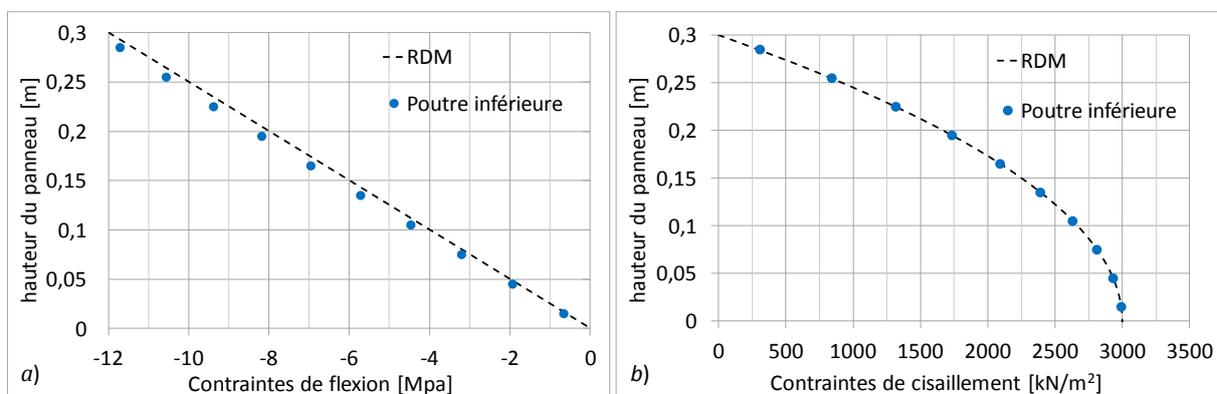


Figure II-27. Distribution de contraintes à mi-travée sur une demi-hauteur du panneau inférieur. a) contraintes de flexion σ_{xx} . b) contraintes de cisaillement τ_{xy} .

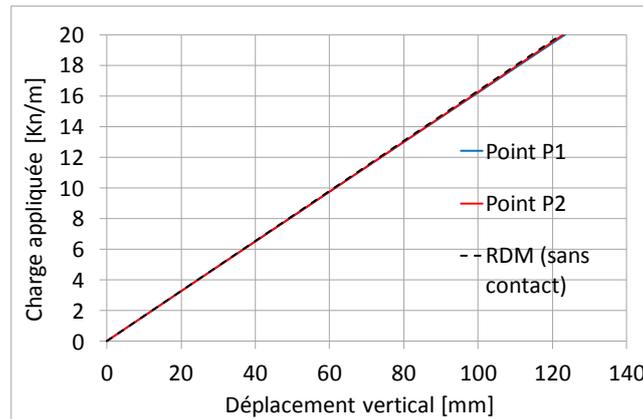


Figure II-28. Evolution des déplacements verticaux maximaux

Ces deux modèles permettent de vérifier le bon fonctionnement du modèle de non-interpénétration de maillage implanté sur *Cast3m*. En conséquence, ce modèle de contact se montre bien adapté au type de structure étudié. Malgré le besoin d'un matériel informatique performant et d'un temps de calcul plus grand qu'une approche par relation de déplacements, l'application de ce modèle reste simple. En fait, il n'y a pas besoin de définir des nouvelles conditions limites pour chaque zone de contact. Ainsi, afin de considérer le transfert d'effort par contact, ce modèle est appliqué au contour de chaque panneau du plancher.

II.1.5 Modélisation des assemblages des chaînages

Les dimensions des planchers sont généralement supérieures aux longueurs de poutres en bois massif. Ainsi, les poutres de chaînage présentent souvent des assemblages de continuité. Ces assemblages sont conçus principalement pour favoriser la continuité des efforts axiaux dans le chaînage des planchers. Cependant, ils présentent un comportement semi-rigide sous un effort axial et en flexion. Afin de simplifier le problème, dans ce travail uniquement l'effet du glissement axial des assemblages est pris en compte. Ceci est justifié par le fonctionnement en membrures de ces poutres de chaînage. Ainsi, pour la modélisation numérique du comportement axial, une approche basée sur des ressorts travaillant sous effort axial est considérée.

Tel qu'a été annoncé en §II.1.1, les poutres de chaînage sont modélisées par des éléments *poutres* continus. Ainsi pour intégrer les assemblages de continuité, un élément *poutre* semi-rigide est intercalé entre les poutres de chaînage. Ce nouvel élément présente un module de Young E_c et une Inertie I_c similaires aux éléments qui représentent les poutres de chaînage. Cependant la section transversale est réduite afin de simuler la raideur axiale de l'assemblage. La **Figure II-29** montre comment cet élément est intégré dans le modèle.

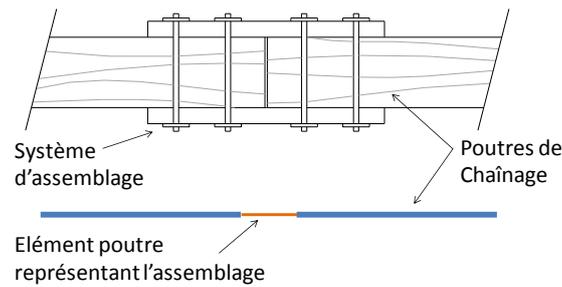


Figure II-29. Modélisation des assemblages de continuité de chaînage.

L'assemblage de continuité de chaînage peut être caractérisé par son comportement sous effort axial. En conséquence, si on connaît la loi de comportement mécanique de l'assemblage, la section A_{ac} de l'élément *poutre* peut être calculée afin de représenter le comportement axial de l'assemblage. La **Figure II-30** illustre la déformée d'un assemblage de chaînage et la façon dont sa loi force-déplacement est intégrée dans la modélisation.

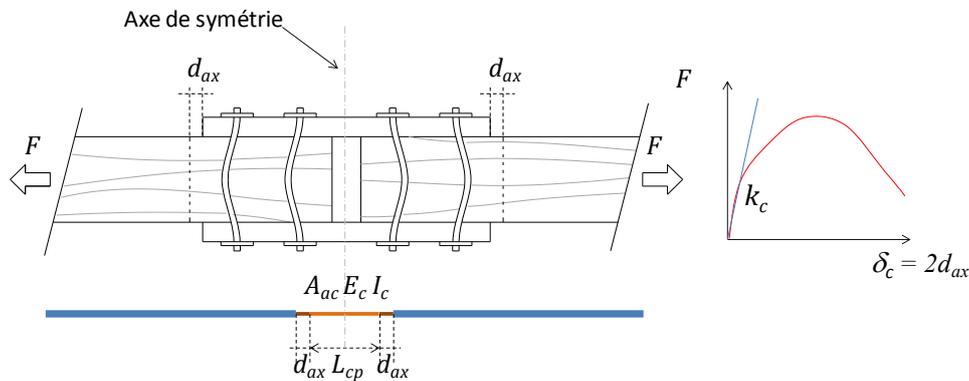


Figure II-30. Analogie entre la déformation de l'assemblage et celle d'une poutre sous effort axial.

Selon la **Figure II-30**, si k_c correspond à la rigidité en phase élastique-linéaire de l'assemblage, le comportement sous effort axial de l'assemblage et d'un élément *poutre* peut être exprimé respectivement comme :

$$F = k_c 2d_{ax} \quad \text{Eq. II-32}$$

$$F = \frac{2E_c A_{ac}}{L_{cp}} \delta_c \quad \text{Eq. II-33}$$

Des équations **Eq. II-32** et **Eq. II-33**, on peut en déduire :

$$k_c = \frac{E_c A_{ac}}{L_{cp}} \quad \text{Eq. II-34}$$

Si on connaît le module d'élasticité E_c et la longueur L_{cp} de l'élément *poutre* qui représente l'assemblage, la section équivalente A_{ac} est déterminée selon l'équation. **Eq. II-35**. De cette manière, la section transversale de la poutre est une fonction de la rigidité axiale k_c de

l'assemblage de continuité. Dans le cas des assemblages travaillant en compression, une rigidité k_c plus élevée peut être considérée.

$$A_{ac} = \frac{k_c L_{cp}}{E_c} \quad \text{Eq. II-35}$$

Pour prendre en compte le comportement non-linéaire de l'assemblage, une procédure similaire à celle présentée en §II.1.3 doit être considérée. Un matériau fictif doit être défini à partir de la loi non-linéaire caractéristique de l'assemblage. Les équations **Eq. II-36** et **Eq. II-37** montrent le calcul des paramètres de la loi contrainte-déformation du matériau fictif.

$$\sigma_{ch} = \frac{F}{A_{ac}} \quad \text{Eq. II-36}$$

$$\varepsilon_{ch} = \frac{\Delta_c}{L_{cp}} \quad \text{Eq. II-37}$$

Pour tester le bon fonctionnement de cette approche, on a construit un modèle similaire à celui présenté en **Figure I-21** dans la section §I.3.1. Ce modèle représente une poutre treillis de grande hauteur composée par quatre cadres triangulés rigides (cf. **Figure II-31a**). Ces sections sont connectées entre elles par des éléments *poutres* qui modélisent des assemblages de chaînage. Ces éléments *poutres* possèdent une longueur de 100mm et une très grande inertie flexionnelle.

Dans cette étape de travail, une loi de comportement fictive est utilisée. Cette loi force-glissement non-linéaire est déterminée à partir de plusieurs essais de traction sur différents types d'assemblages de continuité [ABE 1989, CHA 1996, GUP 1990, MAS 1988, MUR 2008]. La **Figure II-31b** présente cette loi de comportement. La rigidité en phase élastique k_c égale à 23kN/mm suivie d'un comportement assouplissant. De cette manière, la section transversale des éléments *poutres* est déterminée en utilisant l'équation **Eq. II-35**.

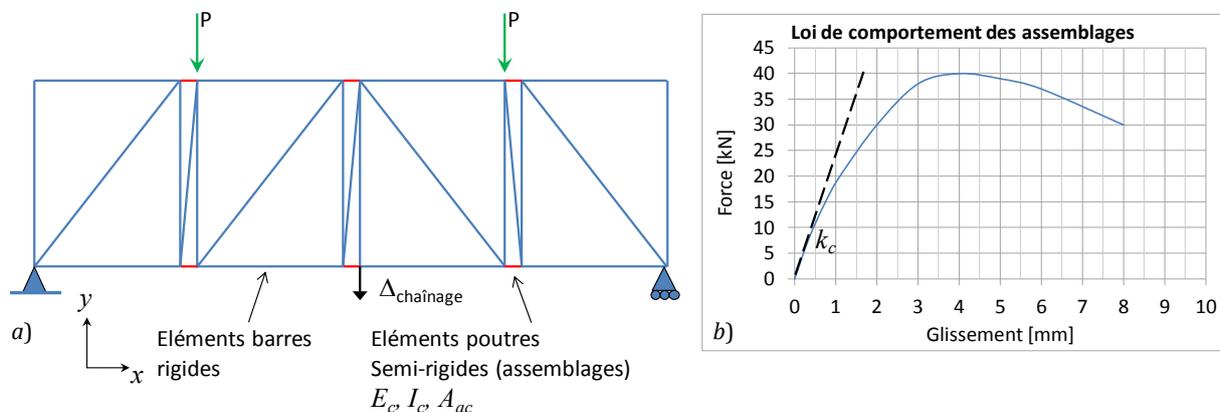


Figure II-31. Modèle de poutre treillis avec des assemblages de chaînage. a) Conditions limites du modèle. b) Loi force-glissement des assemblages.

La structure simplement appuyée est soumise à deux charges ponctuelles. Le déplacement vertical maximal à mi-portée est déterminé et les résultats obtenus numériquement sont comparés aux valeurs analytiques calculées à partir de l'équation. Cette équation est appliquée ici uniquement dans le domaine élastique des assemblages et traduite par la droite en trait pointillé sur la **Figure II-31**.

La **Figure II-32** présente les résultats obtenus par la modélisation numérique et par l'approche analytique. On observe que dans le domaine élastique les deux approches sont très similaires. Pour une charge P de 15kN le calcul analytique détermine un déplacement maximal de 0,698mm et la modélisation numérique 0,701mm. Ces résultats présentent ainsi une différence de 0,42%. Ceci permet dans un premier temps valider l'approche numérique proposée.

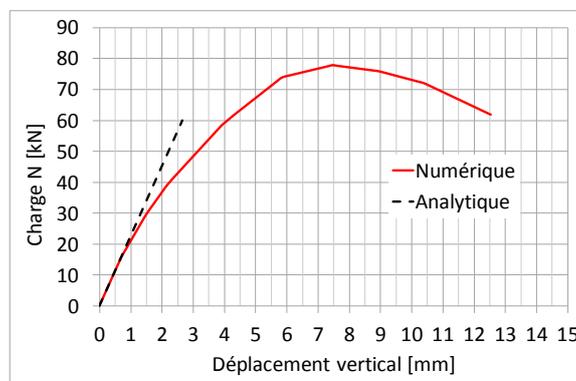


Figure II-32. Comparaison des résultats numériques et analytiques (poutre treillis).

II.2 MISE EN APPLICATION DU MODELE NUMERIQUE PROPOSE

Dans les paragraphes précédents, on a présenté la méthode de modélisation développée pour chacun des composants d'un plancher diaphragme en bois. Ces modèles ont été abordés indépendamment les uns des autres. En conséquence, pour la modélisation numérique d'un plancher, ces éléments doivent être associés dans un même modèle. Ainsi, cette partie du travail présente la modélisation complète d'un plancher diaphragme en bois.

Deux types de modèles ont été développés ; une approche dite détaillée et une autre simplifiée. La principale différence entre ces deux types de modèles réside dans la méthode de modélisation des panneaux de plancher (cf. §II.1.2). En plus, afin d'intégrer correctement tous les facteurs qui influent sur le comportement mécanique du plancher, dans un premier temps la modélisation détaillée est divisée en quatre étapes cumulatives.

La première étape de modélisation détaillée comprend un modèle de base qui permet de considérer uniquement la déflexion due au moment fléchissant et à l'effort tranchant. Dans la deuxième étape, le modèle intègre la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison. Une troisième étape prend en compte les discontinuités et le contact entre panneaux. Enfin, la quatrième étape de modélisation permet d'intégrer la déflexion due aux discontinuités des chaînages.

Ensuite, le modèle simplifié est présenté et validé par rapport au modèle détaillé. A chaque étape de modélisation, une analyse est réalisée en comparant les résultats numériques et analytiques. Pour ce faire, le plancher étudié ainsi que les propriétés des composants, correspondent à ceux présentés dans l'annexe A. La **Figure II-33** rappelle la configuration géométrique du plancher.

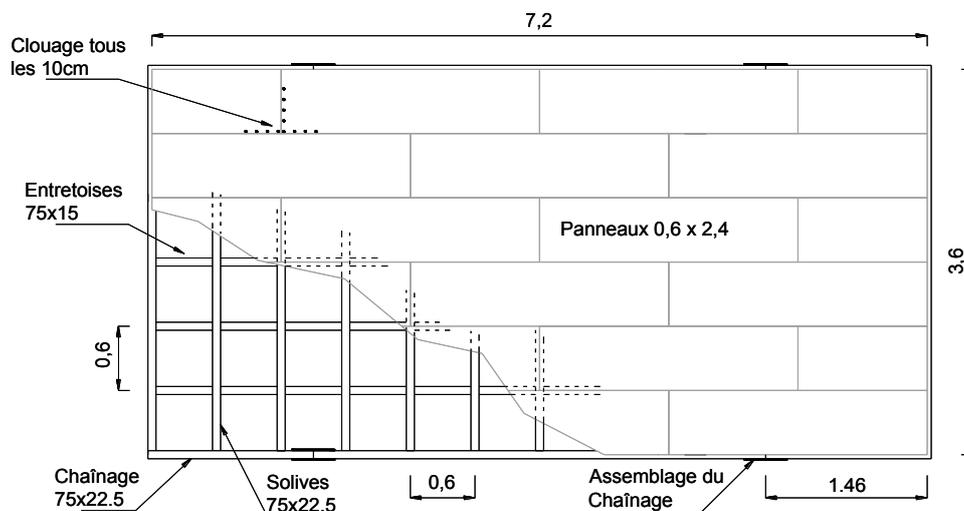


Figure II-33. Configuration complète du plancher modélisé.

II.2.1 Modélisation détaillée

1^{er} étape. Prise en compte du moment fléchissant et de l'effort tranchant

La première étape de modélisation a pour objectif la création d'un modèle initial permettant de vérifier les hypothèses de base d'une poutre courte. Ainsi, ce modèle considère uniquement les déformations produites par l'effet du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Pour ce faire, le plancher est modélisé en considérant un grand panneau continu et une connexion totalement rigide avec la poutraison. La **Figure II-34** illustre la structure modélisée et ses conditions limites.

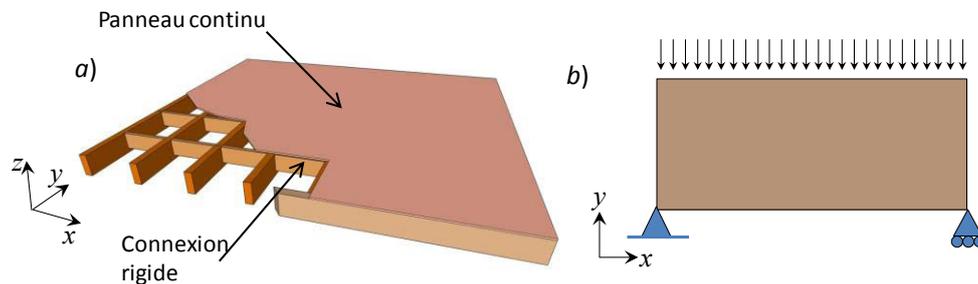


Figure II-34. Structure étudiée dans la première étape de modélisation. a) Plancher avec un panneau continu. b) Conditions d'appuis et de chargement du plancher.

Le plancher a été traité comme une poutre simplement appuyée aux extrémités, et uniformément chargée sur toute sa longueur. Le déplacement vertical maximal à mi-portée a été déterminé analytiquement par l'intermédiaire de la *RdM* et par la méthode simplifiée de calcul (cf. §I.3.1). Ainsi, ces résultats sont comparés aux valeurs numériques. Cependant, pour l'application de la méthode analytique simplifiée, uniquement les deux premiers termes de l'équation **Eq. I-44** ont été pris en compte. Ces termes sont rappelés par l'équation **Eq. II-38**.

$$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} + \frac{qL^2}{8G_p W t_f} \quad \text{Eq. II-38}$$

En outre, la principale différence entre les équations de la *RdM* et la méthode analytique simplifiée, réside dans la prise en compte des entretoises dans la section transversale du plancher. En effet, la méthode analytique simplifiée néglige la contribution des entretoises sur l'inertie flexionnelle dans le plan. Cette méthode considère que le moment fléchissant est repris par les poutres de chaînage et l'effort tranchant est repris par le panneau. D'autre part, [LAW 2007] suggère que selon les dimensions du plancher, les entretoises peuvent reprendre une partie des efforts de flexion. Ainsi, afin d'étudier l'influence des différents éléments de la poutraison dans la rigidité du plancher, trois modèles numériques ont été considérés. Un premier modèle qui prend en compte toutes les solives et entretoises, modèle M1-a. (cf. **Figure**

II-35a). Cette structure est analysée uniquement avec l'approche numérique. Ensuite, un deuxième modèle numérique sans solives, modèle M1-b (cf. **Figure II-35b**), est comparé à un modèle de poutre *RdM* avec une section transversale que considère la présence des entretoises. Enfin, le dernier modèle numérique est composé uniquement par les solives de rive et par les poutres de chaînage, modèle M1-c (cf. **Figure II-35c**). Ce modèle est analysé avec une approche de poutre *RdM* (sans entretoises) et avec la méthode analytique simplifiée.

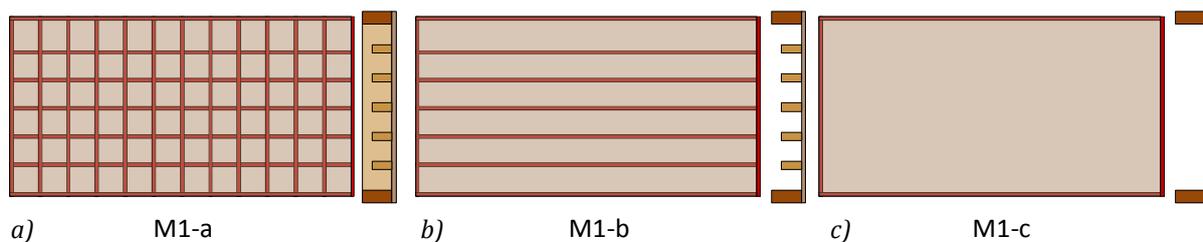


Figure II-35. Modèles de plancher avec panneau continu et connexion rigide. a) Plancher avec toute la poutraison. b) Plancher avec entretoises et sans solives. c) Plancher sans solives internes et sans entretoises.

Le modèle numérique est réalisé selon la procédure montrée dans les sections §II.1.1 et §II.1.2. De cette manière la poutraison est modélisée à l'aide d'éléments poutres et le panneau à l'aide d'éléments *COQ4*. Cependant, puisque dans cette étape la connexion panneau-poutraison est rigide, les deux composants du plancher sont modélisés dans le même plan x - y . La **Figure II-36** montre l'allure du modèle numérique.

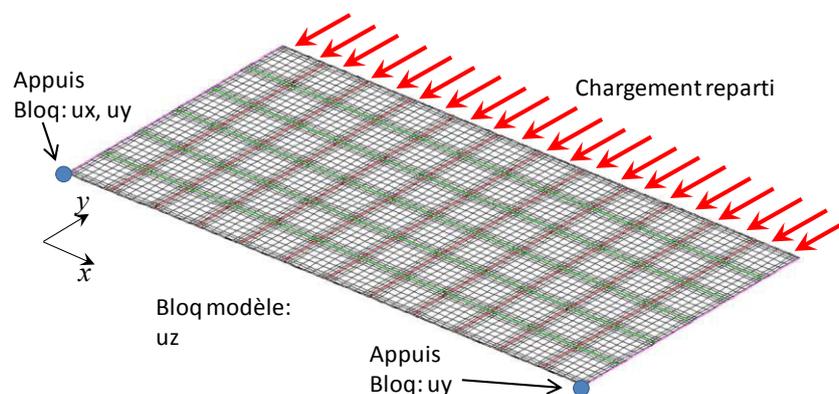


Figure II-36. Modèle numérique avec un panneau continu, chaînages, solives, entretoises et connexion rigide.

La **Figure II-37a** illustre la déformée du modèle M1-a et la **Figure II-37b** résume les résultats obtenus pour un chargement de 20kN/m. Ici on peut observer que le modèle numérique M1-a se présente comme le plus raide avec un déplacement maximal de 2,41mm. Ensuite, lorsqu'on néglige la présence des solives, M1-b, le déplacement maximal de ce modèle augmente en un facteur de 1,15, on obtient un déplacement de 2,76mm. La formulation *RdM* qui représente cette structure donne un déplacement de 2,71mm. Ceci implique une différence de 2% par rapport au

modèle numérique équivalent. Le troisième modèle numérique M1-c, sans solivage, prévoit un déplacement de 2,85mm, soit une augmentation d'un facteur de 1,18 par rapport au modèle M1-a. Dans ce cas, la *RdM* donne un déplacement de 2,83mm, ceci représente une différence de 0,7% par rapport à l'approche numérique. La méthode analytique simplifiée se présente comme la plus pessimiste avec un déplacement de 2,91mm (2% par rapport à la *MEF*). Ce comportement est expliqué par le fait que cette méthode ne prend pas en compte la participation du panneau sur l'inertie flexionnelle du plancher.

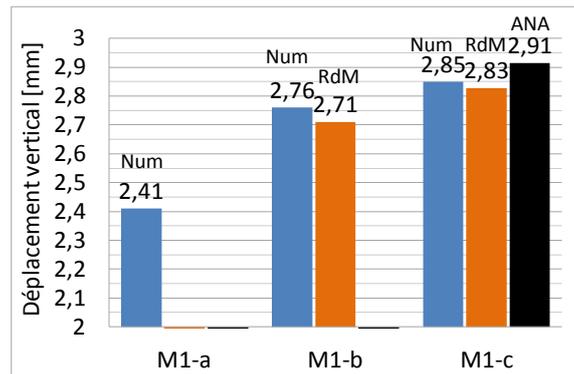


Figure II-37. Résultats de déplacement d'un plancher avec panneau continu et connexion rigide (Charge répartie de 20kN/m).

Les résultats obtenus sont cohérents. On peut noter que lorsqu'on néglige la présence du solivage et qu'on considère un panneau continu, le plancher peut être assimilé à une poutre courte. Ainsi le déplacement peut être calculé avec une approche analytique telle que de la théorie de résistance de matériaux. La méthode analytique simplifiée est également applicable en prenant en compte uniquement les deux premiers termes (cf. **Eq. II-38**). Cependant, cette approche se situe du côté pessimiste en négligeant la contribution des entretoises, des solives et l'apport des panneaux à l'inertie dans le plan du plancher. Dans l'exemple présenté, cette participation est de 20%.

Avec les deux premiers termes de la formule analytique, on observe que plus du 80% de la flèche totale est due à l'effet de l'effort tranchant. Dans le cadre d'une hypothèse d'un panneau monolithique, ceci donne un indice de l'importance des propriétés mécaniques du panneau sur la raideur total du plancher. Les résultats obtenus dans cette première étape de modélisation, nous permettent valider le modèle de base et de continuer avec des modèles plus avancés.

2^{ème} étape. Intégration de la semi-rigidité de connexion

Le deuxième modèle a pour but l'intégration de l'effet de la semi-rigidité et non-linéarité de la connexion panneaux-poutraison. Ainsi, pour pouvoir étudier uniquement l'influence de la

connexion, dans cette étape du travail une hypothèse de panneau monolithique est retenue. Cependant, ce panneau est maintenant déplacé dans un plan x - y plus décalé par rapport à la poutraison. Ainsi, un système de connexion a été intercalé entre le panneau et le solivage. Dans ce cas, les connecteurs utilisés sont des clous et leur distribution correspond à celle présentée dans la **Figure II-33**.

Le système de connexion est composé par un élément auxiliaire rigide et par un autre élément semi-rigide qui traduit la raideur réelle de la connexion clouée. La **Figure II-38** décrit ce système, néanmoins il faut tenir en compte que, dans cette étape, le panneau est monolithique sur toute la surface du plancher.

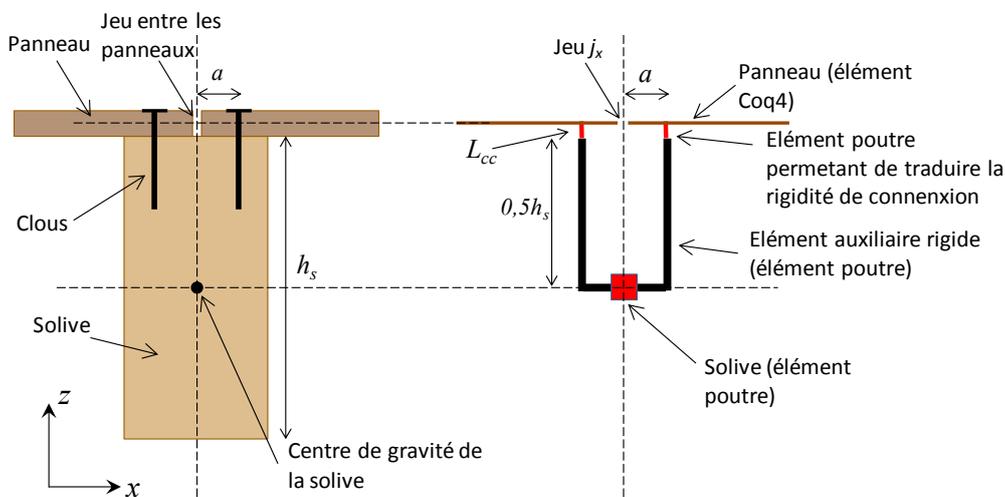


Figure II-38. Modélisation du système de connexion panneaux-poutraison.

La partie gauche de la **Figure II-38** présente une coupe transversale d'une solive avec deux panneaux attachés par des clous. On observe que les clous sont décalés par rapport à la fibre moyenne de la poutre. La partie droite de cette figure montre comment l'ensemble solive/connexion/panneau est modélisé. Tout d'abord, un élément *poutre* suivant l'axe y représente la solive au niveau de son centre de gravité (cf. §II.1.1). Sur cet élément *poutre*, un autre élément *poutre* auxiliaire rigide en forme de L est connecté. Cet élément permet d'une part, de prendre en compte l'excentricité des clous par rapport à l'axe vertical du centre de gravité de la solive et d'autre part de considérer l'excentricité des panneaux par rapport à l'axe horizontal des solives. De cette manière, la partie horizontale de l'élément rigide présente une longueur égale à a (excentricité des clous par rapport aux solives). Ensuite, la partie verticale (axe z) possède une hauteur $0,5h_s$.

Ce système de connexion est complété par un élément *poutre* semi-rigides (connecteur) de longueur L_{cc} égale à une demi-épaisseur de panneaux. Cet élément est mis en place verticalement entre l'élément auxiliaire rigide et les *coques* qui représentent les panneaux. Les caractéristiques

mécaniques de cet élément sont déterminées selon la méthode de connexion par des éléments *poutres* en flexion (cf. §II.1.3). Pour ce cas, la loi force-glissement considérée correspond celle présentée dans la §II.1.3, cf. **Figure II-39**. Pour l'application de la méthode analytique, cette loi expérimentale est modélisée avec une approche de loi exponentielle (cf. **Eq. II-39**).

$$F = 0,8436 e_n^{0,3552}$$

Eq. II-39

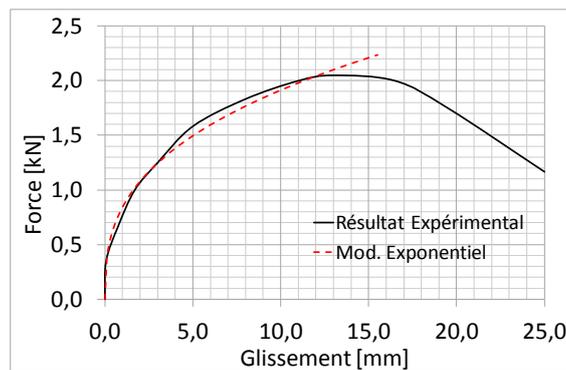


Figure II-39. Loi force-glissement appliquée aux connecteurs.

Tel qu'il a été annoncé, ce modèle de connexion a été appliqué sur le modèle M1-a de la première étape de modélisation. Les conditions d'appuis et de chargement sont les mêmes que dans l'étape précédente. Cependant, puisqu'à partir de cette étape les panneaux et la poutraison sont modélisés en deux plans différents, le chargement est appliqué au niveau des poutres de chaînage. En plus, pour pouvoir comparer les résultats numériques aux valeurs analytiques, les déplacements selon l'axe z sont bloqués pour la poutraison et le panneau. Ainsi, le plancher se déforme seulement dans le plan x - y .

La **Figure II-40** montre l'allure de ce nouveau modèle de plancher (M2) et illustre le système de connexion implanté régulièrement sur la longueur d'une solive. Les résultats ont été exploités en termes du rapport force-déplacement et ils sont rapportés par la **Figure II-41**. Cette figure trace également les résultats du modèle avec une connexion rigide.

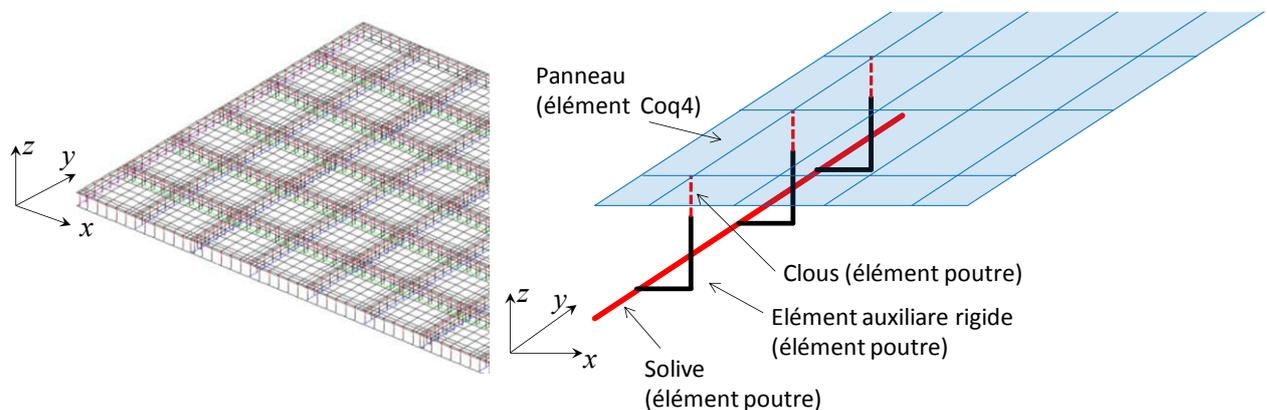


Figure II-40. Modèle de plancher avec un panneau continu et une connexion semi-rigide.

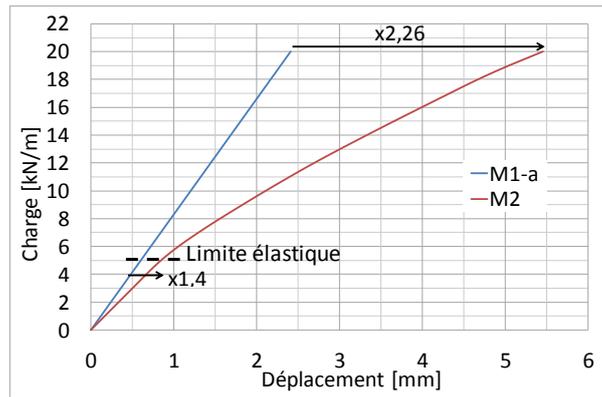


Figure II-41. Influence de la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison

Les résultats exposés dans cette figure montrent que l'effet d'une connexion semi-rigide se traduit par une diminution de la rigidité dans le plan du plancher. On constate qu'avant la plastification des connecteurs le déplacement maximal du plancher est augmenté d'un facteur 1,41 par rapport à la première étape de modélisation. Ensuite, à partir d'une charge de 5kN/m cette diminution de rigidité devient beaucoup plus importante. Ainsi par rapport à l'étape précédente, pour une charge de 20kN/m le déplacement maximal du plancher est multiplié par un facteur de 2,26. Ces résultats confirment les observations de *Countryman* [COU 1952] et mettent en évidence la forte influence de la semi-rigidité et de la non-linéarité de la connexion sur la raideur dans le plan du plancher. Dans le cas des planchers soumis à des chargements qui entraînent la plastification de la connexion, on pourrait définir ainsi différentes phases de raideur dans le plan selon le niveau du chargement appliqué.

A titre d'illustration, la **Figure II-42** montre un détail de la déformée du modèle avec un facteur d'amplification de 30. Dans cette figure on observe que les poutres de chaînage et les entretoises ne présentent pas la même déformée que le panneau de plancher. Ceci est expliqué par la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison. On note aussi que les connecteurs les plus sollicités sont ceux situés aux coins du plancher.

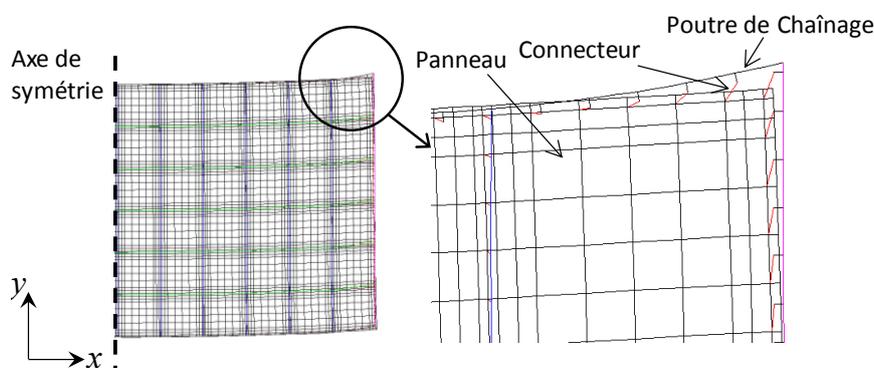


Figure II-42. Déformée du modèle M2 (facteur d'amplification 30) pour une charge de 20kN/m.

3^{ème} étape. Intégration des discontinuités des panneaux.

La troisième étape de modélisation permet de déterminer la sensibilité de la raideur du plancher aux discontinuités des panneaux. Ainsi, le panneau monolithique a été remplacé par les 21 panneaux de plancher disposés en quinconce comme illustré en **Figure II-33**. Aucun jeu entre les panneaux n'est considéré, les poutres de chaînage sont continues. Les effets de contact entre les panneaux ainsi que la semi-rigidité et non-linéarité de la connexion ont été pris en compte. Néanmoins, pour bien déterminer l'influence du contact entre les panneaux, quatre modèles ont été créés :

- Modèle M3-a : connexion élastique-plastique non-linéaire et contact entre les panneaux,
- Modèle M3-b : similaire au modèle M3-a mais sans contact entre les panneaux,
- Modèle M3-c : connexion élastique-linéaire et contact entre les panneaux,
- Modèle M3-d : similaire au modèle M3-c mais sans contact entre les panneaux.

Dans ces modèles la connexion a été modélisée de la même manière que dans l'étape précédente. Cependant, pour les modèles M3-c et M3-d, seule la partie élastique-linéaire du comportement mécanique des connecteurs est retenue. Les conditions limites et de chargement ne varient pas par rapport aux modèles précédents. Ainsi, les résultats obtenus dans cette étape sont comparées aux résultats obtenus dans l'étape 2. La **Figure II-43** présente les résultats du modèle M3-a avec une connexion non-linéaire et prise en compte du contact, ainsi que les résultats du modèle avec un panneau continu (M2). Le **Tableau II-3** résume les résultats de déplacement des trois premières étapes de modélisation.

Tableau II-3. Résultats de déplacement [mm] pour deux niveaux de chargement des trois premières étapes de modélisation.

Charge	M1		M2		M3	M3-a	M3-b	M3-c	M3-d
	Ana.	Num.	Ana.	Num.	Ana.	Num.			
4kN/m	0,58	0,48	-	0,66	1,5	1,14	1,15	1,14	1,15
20kN/m	2,91	2,41	-	5,28	88,15	22	25,24	5,7	5,77

Les résultats obtenus montrent que le fait de considérer la discontinuité des panneaux se traduit par une importante perte de raideur du plancher. Ainsi, en comparant les résultats par rapport à l'étape antérieure, on note qu'avant la plastification des connecteurs les déplacements présentés par le nouveau modèle sont 1,73 fois plus importantes. En plus, la charge qui produit la plastification des connecteurs est dans ce cas légèrement plus faible : 4,4kN/m. Or, lorsque le chargement dépasse ce niveau, le plancher devient beaucoup plus souple. Ainsi pour un chargement de 20kN/m le déplacement maximal est 4 fois plus grand que celui présenté par le

plancher avec un panneau monolithique. En conséquence, de même manière que dans l'étape précédente, le degré de diminution de la raideur évolue avec le niveau de chargement appliqué. De cette façon deux niveaux de raideur sont remarqués : avant et après la plastification des connecteurs.

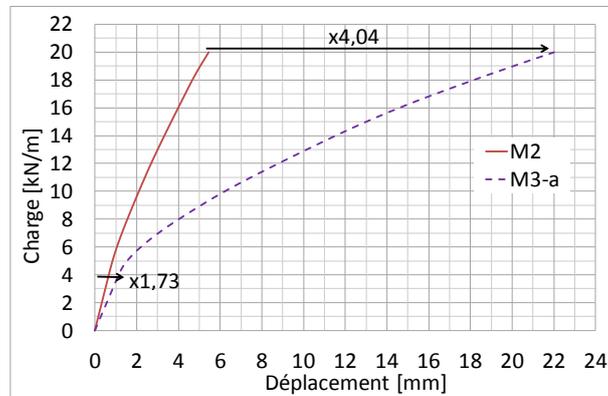


Figure II-43. Influence de la prise en compte de la discontinuité des panneaux

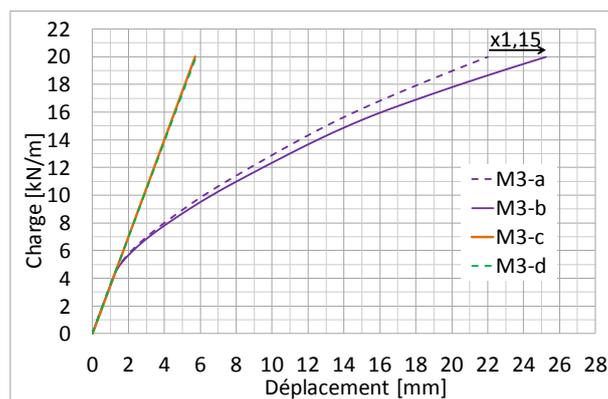


Figure II-44. Ensemble des résultats de l'étape 3.

La **Figure II-44** présente l'ensemble des résultats obtenus dans cette étape de travail. En comparant les modèles M3-a et M3-b. On observe que le fait de prendre en compte le contact entre les panneaux se traduit par une augmentation de la raideur du plancher. En conséquence le modèle sans contact se présente comme le plus souple. Nonobstant, dans une étape élastique-linéaire la différence entre ces deux modèles est très faible. Ceci suggère que le contact entre les panneaux a un effet sur la raideur du plancher uniquement après la plastification des connecteurs. Ce fait est mis en évidence par les modèles M3-c et M3-d. Ces deux modèles avec et sans contact présentent une connexion élastique-linéaire et ils ne montrent pas des différences remarquables.

La **Figure II-45** montre la déformée de ces deux modèles. On note que dans le modèle sans contact il existe une superposition du maillage des panneaux. Ceci permet ainsi une déformation plus prononcée par rapport au modèle avec contact.

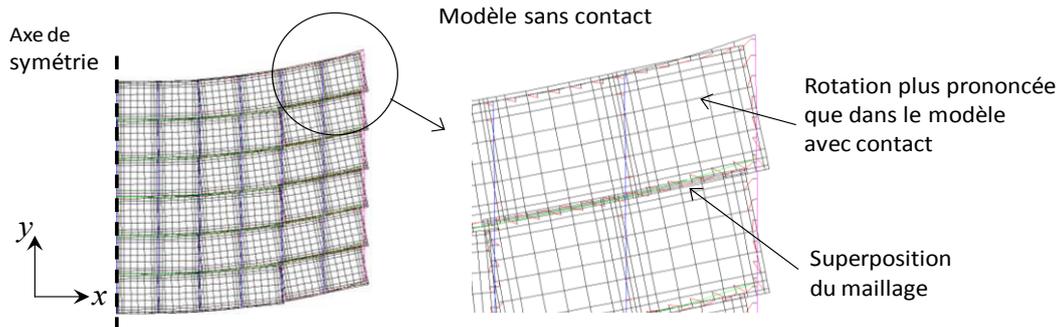


Figure II-45. Déformée du modèle sans contact, chargement 20kN/m et facteur d'amplification 20.

D'autre part, le modèle M1-a a été comparé avec la méthode analytique simplifiée. Dans cette étape, seuls les trois premiers termes de la méthode ont été pris en compte (déformation par flexion, cisaillement et glissement des connecteurs). L'équation **Eq. II-40** rappelle la méthode analytique et la **Figure II-46** rend compte des résultats obtenus.

$$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} + \frac{qL^2}{8G_p W t_f} + \left[\frac{\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)}{\sqrt{a_{pan}^2 + h_{pan}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{pan}}{h_{pan}}\right)\right)} \right] L e_n \quad \text{Eq. II-40}$$

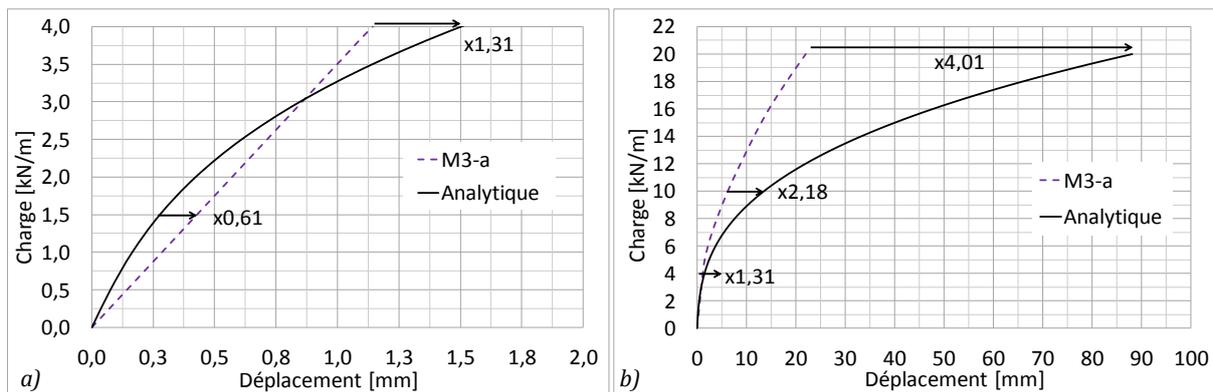


Figure II-46. Comparaison des résultats de l'étape 3. a) Zoom dans la première phase de chargement (connecteurs non plastifiés). b) Comparaison des résultats numériques et analytiques.

Dans une première étape de chargement (charge inférieure à 4kN/m), les résultats apportés par le calcul analytique présentent une bonne corrélation avec les résultats numériques. La **Figure II-46a** détaille cette étape de chargement. Dans cette figure on observe qu'au début du chargement, l'approche analytique se montre plus raide que la modélisation numérique. Cependant, à partir d'une charge de 3kN/m c'est le modèle numérique le plus raide. Ce comportement peut être expliqué par le fait que la modèle numérique considère une courbe de comportement des connecteurs composée par une partie élastique-linéaire et une autre plastique non-linéaire. Néanmoins, l'approche analytique modélise le comportement des connecteurs par une loi exponentielle sans prendre en compte une partie linéaire au début de la courbe.

En plus, la **Figure II-46b** montre que lorsque la plastification des clous commence à être évidente, l'approche analytique se place du côté pessimiste avec une grande divergence par rapport au modèle numérique. Cette différence évolue selon le niveau de chargement appliqué. Ainsi, sous un chargement de 4kN/m les déplacements calculés par l'approche analytique sont 1,31 fois plus importants que ceux du modèle numérique. Enfin, pour un chargement de 20kN/m ce facteur augmente jusqu'à 4,01. Ce comportement peut être attribué au calcul de la flèche due au glissement des connecteurs. En fait le troisième terme de l'équation **Eq. II-40** a été déduit à partir d'une relation linéaire des déplacements (cf. §I.3.1). Ainsi cette expression est uniquement valable lorsque le plancher reste dans un domaine élastique-linéaire [JUD 2005b, CUR 2009, ATC 7]

4^{ème} étape. Intégration des discontinuités des chaînages.

La dernière étape de modélisation a pour objectif de représenter la configuration complète d'un plancher traditionnel en bois. En conséquence dans cette étape, des assemblages de chaînage sont prises en compte. Ainsi ce modèle de plancher est le plus complet en intégrant :

- Les effets du moment fléchissant et de l'effort tranchant,
- la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison,
- la discontinuité des panneaux,
- les effets de contact entre les panneaux,
- la discontinuité des poutres de chaînage.

Quatre assemblages de continuité ont été modélisés : deux dans le chaînage comprimé et deux dans le chaînage tendu. Ils sont mis en place à une distance de 1,46m des appuis (cf. **Figure II-33**). Le comportement mécanique de ces assemblages correspond à la loi du type élastique-plastique présentée dans la §II.1.5 (cf. **Figure II-31b**). Il est important de noter que dans ce modèle les assemblages travaillant en compression présentent les mêmes caractéristiques que ceux sollicités en traction. Ceci rend le modèle pessimiste en termes de raideur globale.

Les résultats obtenus avec ce modèle numérique (M4) ont été confrontés aux valeurs issues de l'application de la méthode analytique simplifiée. Dans cette phase, les quatre termes de la méthode analytique ont été appliqués. Cependant, pour l'application de cette approche, un comportement élastique-linéaire avec une rigidité de 23kN/mm a été retenu pour les assemblages de chaînage (cf. **Figure II-31**). L'équation **Eq. II-41** rappelle la méthode analytique appliquée dans cette étape et la **Figure II-47** résume les résultats obtenus.

$$\Delta_{\text{plancher}} = \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} + \frac{qL^2}{8G_p W t_f} + \left[\frac{\sqrt{2} \cos\left(45^\circ - \arctan\left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}}\right)\right)}{\sqrt{a_{\text{pan}}^2 + h_{\text{pan}}^2} \cos\left(90^\circ - 2\arctan\left(\frac{a_{\text{pan}}}{h_{\text{pan}}}\right)\right)} \right] L e_n + \frac{\sum_1^n \Delta_n x_n}{2W} \quad \text{Eq. II-41}$$

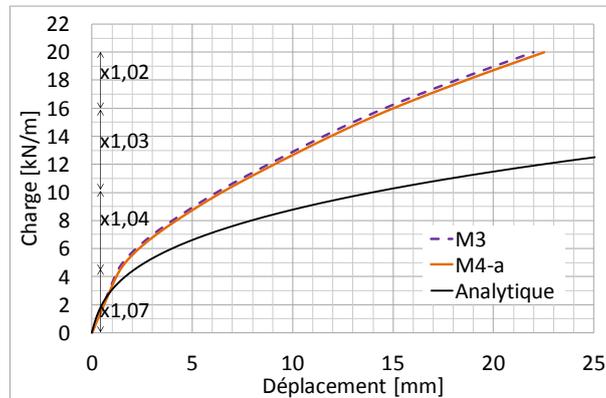


Figure II-47. Influence des discontinuités aux chaînages, comparaison des résultats numériques (modèles M3-a et M4-a) et analytiques

Pour le cas étudié, on note que l'influence de la semi-rigidité des assemblages de chaînage est faible par rapport aux influences de la discontinuité des panneaux et de la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison. Les déplacements calculés par le modèle (M4-a) sont entre 1,07 et 1,02 fois plus grands que ceux obtenus dans l'étape 3, modèle M3 (distribution indiquée dans la **Figure II-47**). On observe ainsi que l'influence des assemblages de chaînages diminue au fur et à mesure que le chargement augmente. Ceci a été aussi remarqué dans le calcul analytique. L'annexe A (cf. **Figure V-4** et **Figure V-5**) montre que l'influence des assemblages de chaînage varie de 14 à 1% selon le chargement appliqué. Ce comportement peut être expliqué par le fait que la plus grande partie de la déformation totale du plancher est produite par l'effet de l'effort tranchant. En fait, à cause des dimensions du plancher, les effets liés à la flexion restent secondaires.

La **Figure II-48** met en relation les efforts sollicitant les assemblages de chaînage et le comportement global du plancher. Cette figure montre qu'à partir d'une charge de 10kN/m sur les planchers, les assemblages entrent dans le domaine non linéaire de calcul, cf. **Figure II-31b**. Cependant dû à leur position sur le plancher (1,46m des appuis), les efforts qu'ils reprennent restent faibles. Ainsi, malgré une forte sollicitation sur le plancher, la déformation des assemblages est limitée et elle ne présente qu'une influence très faible dans la déformation totale du plancher.

En outre, la comparaison entre les résultats numériques et analytiques présentée par la **Figure II-47** montre un comportement similaire à celui observé dans l'étape 3. Après la plastification des connecteurs, la méthode analytique surestime le déplacement maximal du plancher. En plus,

la prise en compte du quatrième terme de la méthode analytique ne modifie pas de manière importante les résultats obtenus antérieurement.

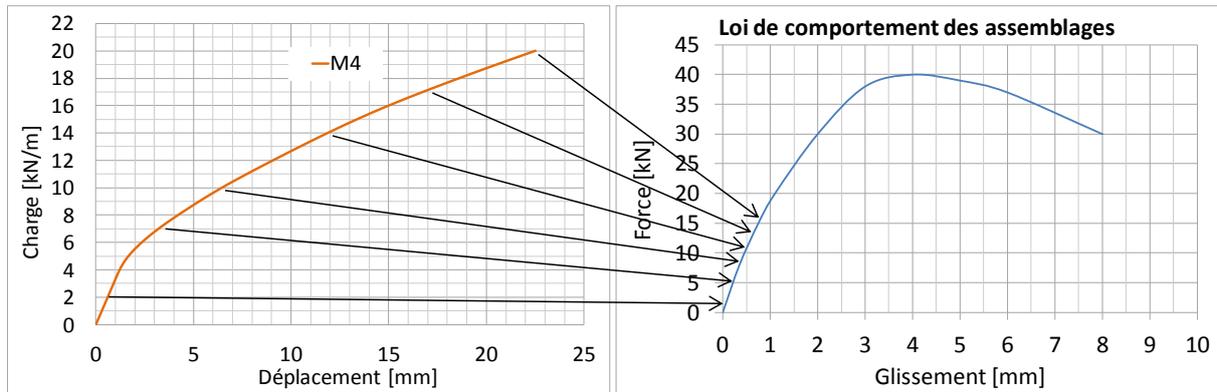


Figure II-48. Efforts sur les assemblages de chaînage en fonction de la charge totale appliquée sur le plancher.

Avec le modèle détaillé ici présenté, il est possible de conduire une étude de la distribution de contraintes dans les différents éléments du plancher. Un exemple de ce type d'analyse est présenté dans le chapitre IV.

II.2.2 Modélisation simplifiée

La modélisation des panneaux avec des éléments coques ainsi que la prise en compte du contact, rend la résolution numérique lourde. En conséquence, lorsqu'une analyse de la distribution des contraintes internes n'est pas le but principal, un modèle moins lourd mais mécaniquement équivalent, est nécessaire. Ainsi, un modèle simplifié est développé à partir du modèle détaillé antérieurement présenté.

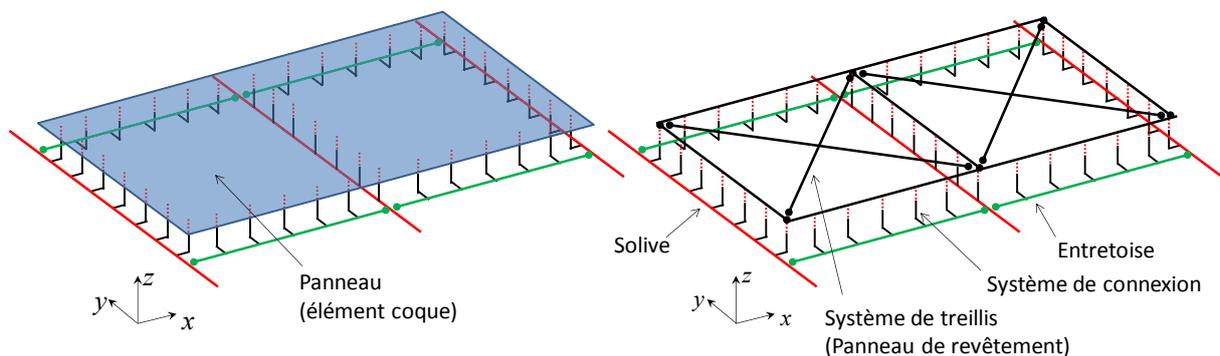


Figure II-49. Remplacement des éléments coques des panneaux par des treillis hyperstatiques.

La seule différence entre ces deux approches, réside dans la méthode de modélisation des panneaux de plancher. Dans ce nouveau modèle les panneaux modélisés en éléments coques sont remplacés, par le système de treillis présentés au §II.1.2. Ainsi, dans cette partie du

rapport, on présente l'intégration du modèle simplifié de panneau dans le modèle global du plancher. Les autres composants du plancher sont modélisés de la même manière. La **Figure II-49** illustre la mise en place du treillis en remplaçant les éléments *coques* de panneau.

La première analyse effectuée sur ce modèle correspond à une comparaison des résultats par rapport à l'étape 3 du modèle détaillé sans prise en compte du contact. Ainsi dans un premier temps, le modèle simplifié considère un plancher avec des panneaux discontinus et une connexion semi-rigide non-linéaire, modèle M3-bs. De cette façon, les résultats obtenus sont comparés aux résultats apportés par le modèle détaillé M3-b (cf. étape 3 §II.2.1). La **Figure II-50** montre un aperçu de ce nouveau modèle numérique et la **Figure II-51** résume les résultats obtenus.

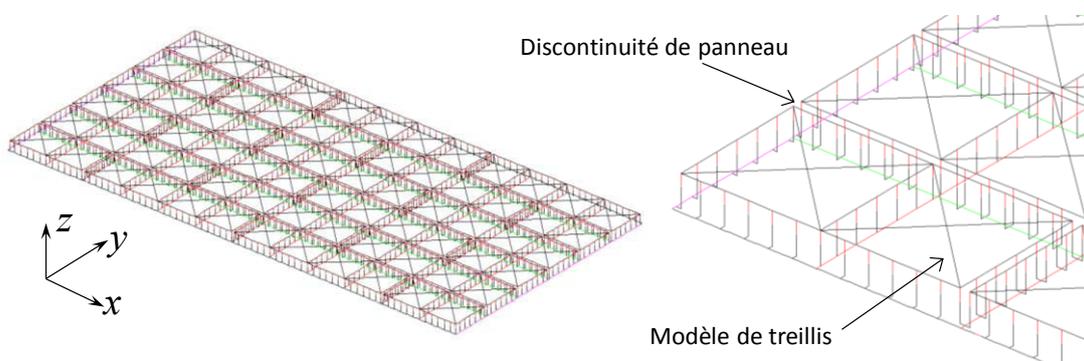


Figure II-50. Modèle de plancher en treillis sans prise en compte du contact.

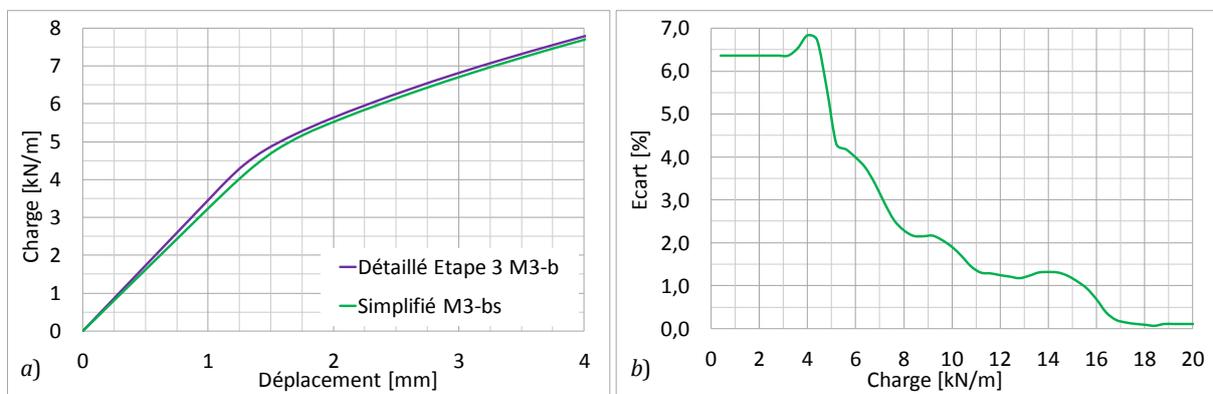


Figure II-51. Comparaison des résultats des modèles simplifié M3-bs et détaillé M3-b. a) Courbe charge-déplacement pour une charge maximale de 8kN/m. b) Evolution de l'écart du modèle simplifié par rapport au modèle détaillé.

La comparaison des résultats présentée dans la **Figure II-51**, rend compte d'une très bonne concordance entre les modèles détaillé et simplifié. En termes de déplacement, une différence d'autour 6,5% est observée au début de chargement. En fait, le modèle simplifié se présente légèrement plus souple. Cependant, cette différence est progressivement réduite jusqu'à une valeur nulle. En outre, le temps de calcul de ce nouveau modèle est de 2min. Ceci correspond à 20% du temps de calcul requis par le modèle détaillé équivalente.

Tel que montré dans la **Figure II-49** les treillis qui représentent les panneaux, sont liés directement aux éléments *poutres* qui modélisent les connecteurs. En conséquence, ce treillis est plus petit que le panneau réel. La **Figure II-52** illustre cette situation.

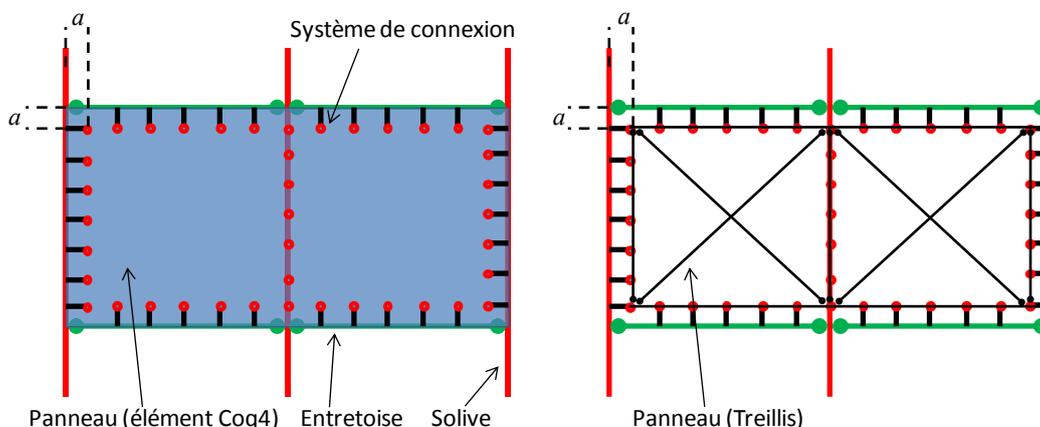


Figure II-52. Différence de taille entre le panneau réel et les modèle de treillis

La différence de taille entre les deux modèles de panneaux est en fonction de l'excentricité des connecteurs par rapport à l'axe des éléments de poutraison. C'est-à dire la distance a de la **Figure II-52**. Ce fait a été pris en compte dans le dimensionnement des treillis (cf. §II.1.2). Néanmoins ceci ne permet pas la mise en place directe des éléments auxiliaires de contact (cf. §II.1.4). Ainsi, pour la prise en compte du contact, un système d'éléments auxiliaires est nécessaire.

Le système retenu est composé par des éléments *poutre* qui sont attachés aux treillis avec une distribution similaire à celle des connecteurs. La section de ces *poutres* est calculée en fonction de surface d'influence qu'elles représentent. Ainsi, pour un écart constant de 10cm entre les connecteurs, ces poutres auxiliaires présentent une section de $10xt_j\text{cm}^2$ et une longueur = $A-(0,5j_x)$. Leurs propriétés mécaniques correspondent à celles des panneaux. La **Figure II-53** montre en détail le système de maintien des éléments de contact avec et sans prise en compte d'un jeu. La **Figure II-54** compare le modèle simplifié et le modèle détaillé avec contact.

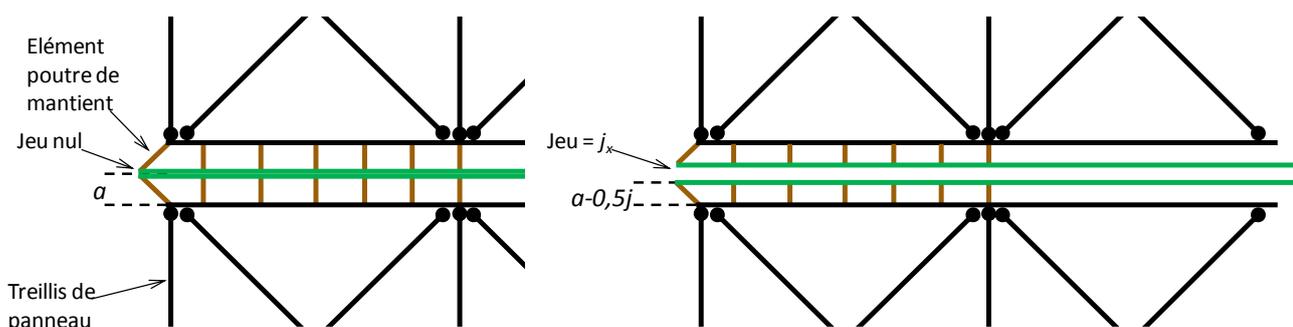


Figure II-53. Mise en place des éléments auxiliaires de contact sur le modèle simplifié de panneau.

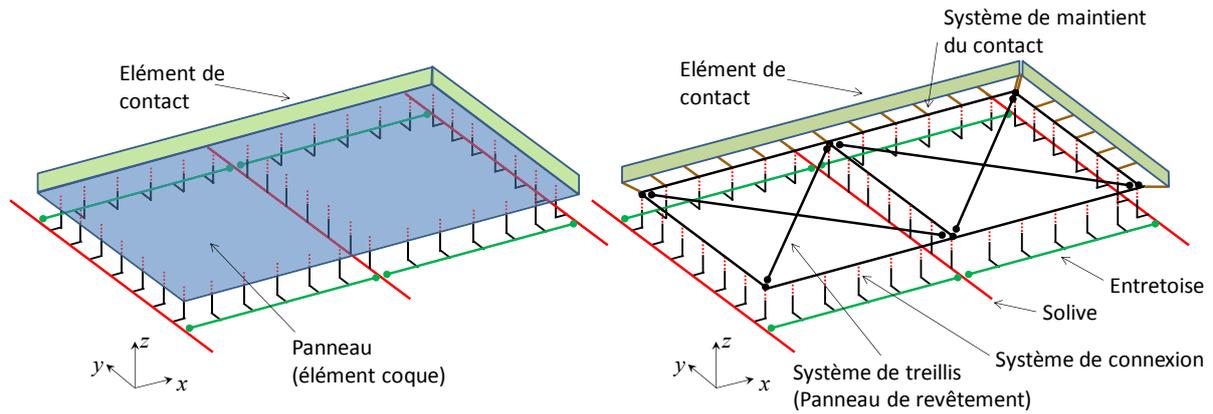


Figure II-54. Comparaison de la prise en compte du contact entre le modèle détaillé et le modèle simplifié.

Avec cette approche, un nouveau modèle simplifié a été créé, modèle M3-as. Ce modèle prend en compte la discontinuité des panneaux, les effets de contact et la semi-rigidité des connecteurs, il est comparable au modèle détaillé M3-a. (cf. étape 3 §II.2.1). La **Figure II-55** résume les résultats obtenus par ces deux modèles.

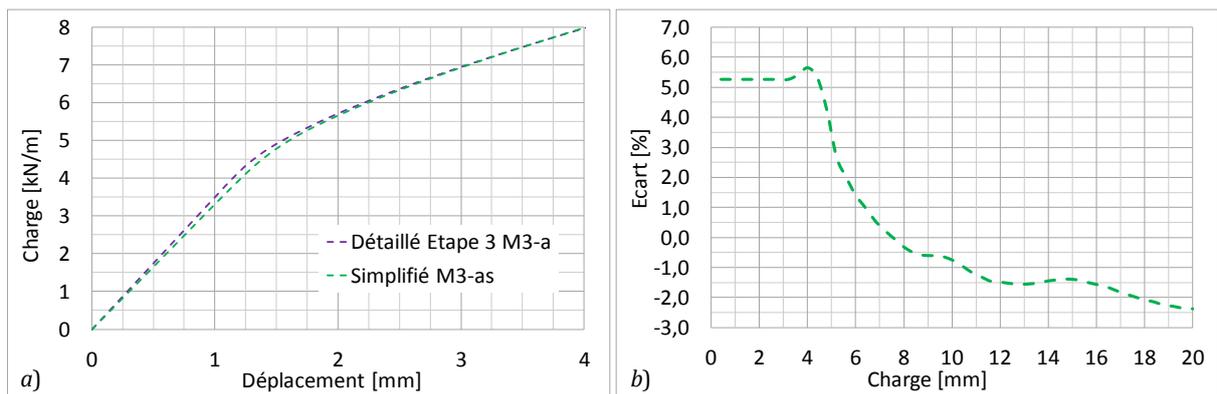


Figure II-55. Comparaison des résultats des modèles simplifié M3-as et détaillé M3-a. a) Courbe charge-déplacement pour une charge maximale de 8kN/m. b) Evolution de l'écart du modèle simplifié par rapport au modèle détaillé.

La comparaison des résultats montre qu'en termes de déplacements, les deux types de modèles sont pratiquement équivalents. Cependant, de la même manière que le modèle simplifié sans contact, cette nouvelle approche simplifiée se montre légèrement plus souple que le modèle détaillé. Ainsi pour un chargement inférieur à 4kN/m une différence maximale de 5,5% est observée. Ensuite, à partir de ce niveau de chargement, la différence entre les deux modèles décroît jusqu'à atteindre -2,5%. C'est-à-dire, pour un chargement maximal de 20kN/m le modèle simplifié se montre plus raide. Le temps de calcul pour le modèle simplifié est de 78min, ce qui représente un 8,7% du temps de calcul du modèle détaillé (15h).

Enfin, un dernier modèle simplifié qui intègre la semi-rigidité des assemblages de chaînage est développé. Par rapport au modèle précédent, ce nouveau modèle ne présente pas de différences

dans la modélisation des panneaux. La procédure suivie pour la modélisation des assemblages de chaînage correspond à celle considérée par le modèle détaillé (cf. §II.1.5 et étape 4 §II.2.1). La **Figure II-56** rend compte des résultats obtenus avec le modèle simplifié et de son équivalent détaillé.

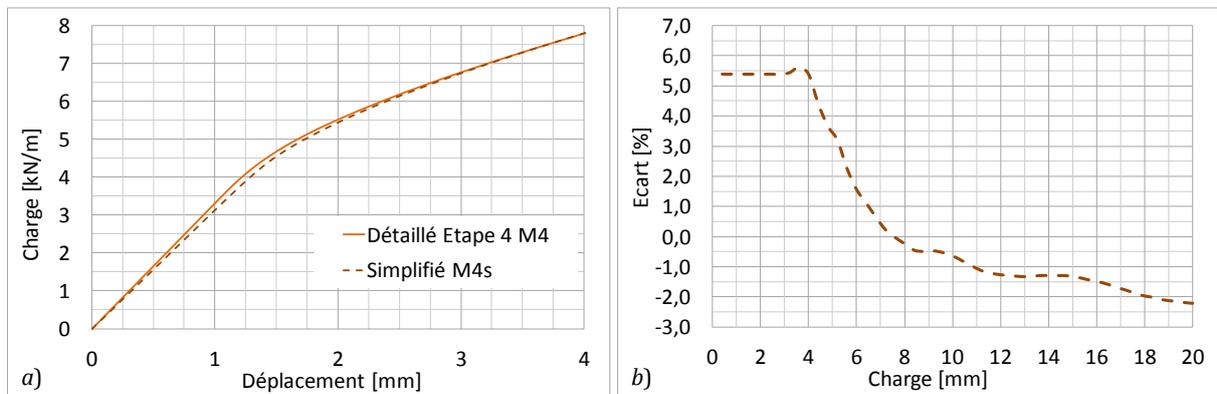


Figure II-56. Comparaison des résultats des modèles simplifié M4s et détaillé M4. a) Courbe charge-déplacement pour une charge maximale de 8kN/m. b) Evolution de l'écart du modèle simplifié par rapport au modèle détaillé.

Les résultats obtenus montrent encore une bonne corrélation entre les deux approches comparées. On observe que le fait d'intégrer les assemblages de chaînage ne modifie pas la représentativité du modèle simplifié par rapport au modèle détaillé. Ainsi les résultats de ces modèles montrent une différence similaire à celle remarqué dans l'étape précédente. En outre la différence entre le temps de calcul des deux modèles reste invariable.

II.3 BILAN DU CHAPITRE

Les résultats des différents modèles numériques et la comparaison avec les approches analytiques présentées dans ce chapitre permettent de retenir les points principaux suivants :

- Les éléments coques de type *COQ4* et *DKT/DST* sont bien adaptés pour la modélisation des panneaux de plancher. Cependant, le premier se montre plus avantageux du point de vue du calcul des déplacements et des contraintes ainsi que du coût numérique. Ce type d'approche permet de calculer les contraintes internes dans les panneaux.
- Les panneaux peuvent également être modélisés avec une approche simplifiée (treillis hyperstatique). Les éléments longitudinaux de treillis traduisent l'énergie de déformation par flexion et les diagonales représentent la déformation par cisaillement. Les propriétés géométriques et mécaniques de ces éléments sont à caler en fonction des propriétés des panneaux.
- La modélisation des connexions par des ressorts (éléments *poutres*) en flexion proposé ici, permet de bien prendre en compte le comportement non-linéaire de la connexion. Cette approche est indépendante de la direction des efforts sur les connecteurs et n'a pas besoin d'un calcul préliminaire.
- Le modèle de non-interpénétration du maillage intégré dans Cast3m est bien adapté pour la prise en compte du contact entre les panneaux. Cependant des ressources informatiques relativement puissantes sont nécessaires.
- La modélisation des assemblages de chaînage par un ressort non-linéaire sous effort axial présente de bons résultats en comparaison aux approches analytiques. Cependant, il faut tenir compte que cette méthode néglige la semi-rigidité en flexion de l'assemblage.
- Le modèle analytique qui considère le plancher comme une poutre courte correspond à une hypothèse de plancher sans entretoises et sans solives intermédiaires, avec un panneau sans discontinuités. Lorsque ces éléments sont considérés l'approche numérique calcule des déplacements 20% moins importants.
- Même si les discontinuités entre les panneaux sont négligées, la prise en compte de la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison se traduit par une importante perte de raideur globale. Pour le cas analysé, en domaine élastique les déplacements sont 40% plus importants que ceux calculés avec une hypothèse de poutre courte avec prise en compte de la poutraison et une connexion panneaux-poutraison rigide.
- Pour une même distribution des clouages, avec des caractéristiques mécaniques identiques, lorsqu'on intègre les discontinuités des panneaux la raideur du plancher diminue considérablement. Pour le cas étudié, dans le domaine élastique les déplacements sont environ 70% plus importants.
- La prise en compte du contact entre les panneaux augmente la rigidité globale du plancher. Cet effet est remarquable après la plastification des connecteurs et varie en fonction de la charge appliquée. Cependant, le calepinage ainsi qu'un jeu initial des panneaux peut éventuellement faire varier l'influence du contact. Ces paramètres seront à étudier par la suite. En outre, la prise en compte du contact rend lourde la solution numérique du modèle détaillé, ainsi le modèle simplifié devient plus attractif afin de conduire une étude de sensibilité.
- L'influence des assemblages de chaînage a été remarquée comme faible par rapport aux à la discontinuité des panneaux et leurs connecteurs. Ceci peut être expliqué par le fait que la sollicitation de ces assemblages est fonction du moment fléchissant, le quel reste

secondaire vis-à-vis l'effort tranchant. Cependant cette influence peut varier en fonction de la position de ces assemblages et les dimensions du plancher.

- Par rapport aux modèles numériques, l'approche analytique tend à surestimer les valeurs de déplacement du plancher. Ce comportement est principalement lié au calcul de la contribution du glissement de la connexion panneau-poutraison.
- Les deux modélisations numériques proposées, présentent des résultats équivalents en termes de déplacements. Les effets de déformation des panneaux, le contact entre eux ainsi que le comportement de la connexion sont bien représentés par le modèle simplifié. Par rapport au modèle détaillé, ce modèle présente une différence maximale de 6,5% dans le calcul des déplacements du plancher.
- Le temps de calcul requis par le modèle simplifié est d'environ 10% de celui du modèle détaillé.

Le **Tableau II-4** résume les différentes approches retenus pour la modélisation des composants de plancher.

Tableau II-4. Récapitulatif des modèles élémentaire des composants de plancher..

Composant	Élément fini	Comportement mécanique	Observation
Poutraison	- <i>Poutre</i>	- Elastique-linéaire - isotrope	- Modèle dans le plan $x-y$ 1 (fibre moyenne des poutres de chaînage) - Connexion articulée entre les composants - Discrétisation des éléments en fonction de la distribution de la connexion
Panneaux	- <i>Coq4</i>	- Elastique-linéaire - Orthotrope	- Modèle détaillé - Modèle dans un plan $x-y$ 2 (fibre moyenne des poutres des panneaux) - Discrétisation des éléments en fonction de la distribution de la connexion
	- <i>Poutre</i> - <i>Barre</i>	- Elastique-linéaire - Isotrope	- Modèle simplifié - Treillis hyperstatique - Modèle dans un plan $x-y$ 2 (fibre moyenne des poutres des panneaux) - Connexion articulée entre les composants - Discrétisation des éléments en fonction de la distribution de la connexion
Connexion	- <i>Poutre</i>	- Non-linéaire - Isotrope	- Ressort en travaillant en flexion - Positionné en Axe z - Connexion encastré aux nœuds extrêmes - Chaque connecteur modélisé par un élément <i>poutre</i>
Maintien de connexion	- <i>Poutre</i>	- Rigide	- Élément en forme de L - Longueur selon z en fonction de hauteur des solives - Longueur dans le plan $x-y$ en fonction de la distance entre le bord des panneaux et la ligne de clouage
Contact	- <i>DKT</i>	- Sans résistance mécanique	- Modèle dans le plan $x-z$ et $y-z$ - Mis aux bords de panneaux - Loi de non-interpénétration de maillage
Maintien de contact	- <i>Poutre</i>	- Elastique-linéaire - Isotrope	- Maintien de contact pour le modèle simplifié - Propriétés mécaniques de panneaux
Assemblage de chaînage	- <i>Poutre</i>	- Non-linéaire - Isotrope	- Ressort travaillant sous effort axial - Chaque assemblage modélisé par un élément <i>poutre</i>

CONCLUSION DU CHAPITRE II

Le deuxième chapitre de ce document a présenté les méthodes de modélisation par éléments finis pour les diaphragmes en bois adoptées dans ce travail. Les bases et les hypothèses de modélisation considérées ont pris en compte les principales conclusions issues de l'étude bibliographique du chapitre I. Dans un premier temps, une validation des modèles de chaque composant du plancher a été réalisée. Une attention spéciale a été portée à la modélisation des panneaux et à leur connexion avec la poutraison. Pour les panneaux deux types d'approche sont proposées : détaillée et simplifiée. La première modélise les panneaux avec des éléments du type *COQ4*. Le deuxième représente les panneaux par l'intermédiaire d'un treillis hyperstatique. Ces deux modèles sont indépendants entre eux, ainsi les éléments de treillis sont calculés directement à partir des propriétés mécaniques et géométriques des panneaux. Pour ces deux types d'approches, le contact entre les panneaux est géré par une loi de non-interpénétration de maillage appliquée à un élément de maillage auxiliaire.

Pour la modélisation de la connexion panneaux-poutraison, un modèle basé sur un ressort travaillant en flexion est proposé. Cette approche modélise le glissement des connecteurs par la déformation en flexion des éléments finis de type *poutre*. Ainsi en considérant une section transversale circulaire pour ces éléments *poutres*, la rigidité de la connexion est indépendante de la direction de la sollicitation. Ce modèle présente des résultats équivalents au modèle composé par deux ressorts orthogonaux-orientés. Toutefois, ce nouveau modèle ne requiert pas un calcul ni un remaillage en fonction de la trajectoire des efforts.

La deuxième partie de ce chapitre a présenté le couplage des modèles élémentaires en quatre étapes de modélisation de complexité croissante. Ces étapes rendent compte que la semi-rigidité de connexion panneaux-poutraison et les discontinuités des panneaux se présentent comme les facteurs les plus défavorables sur la raideur du plancher. Pour le cas étudié, les assemblages de chaînage ne présentent qu'une très faible influence. Toutefois celle-ci peut varier considérablement avec le positionnement de ces assemblages et la taille du plancher. En plus, la comparaison des modèles avec et sans contact montre que cet effet produit une augmentation de la rigidité dans le plan du plancher. En fait, le contact entre les panneaux limite leur rotation par rapport à la poutraison. Cependant cet effet est observable après la plastification des connecteurs.

La comparaison des résultats numériques (modèle détaillé) et analytiques montre que cette dernière approche se place globalement du côté pessimiste. Les différences les plus importantes sont observées lorsque les connecteurs sont plastifiés. Ce comportement est vérifié par la bibliographie.

La comparaison des résultats apportés par le modèle détaillé et simplifié a permis de valider cette dernière approche. Les deux modèles se montrent équivalents en termes de déplacement. Ce modèle simplifié permet ainsi réduire considérablement le temps de calcul numérique. L'intérêt d'une telle approche est de pouvoir conduire une étude paramétrique dont une analyse des contraintes internes dans les panneaux n'est pas l'objectif principal. En outre, dû à son faible coût numérique, ce type d'approche permet l'intégration des structures supérieures et inférieures au plancher. Ainsi, une étude du comportement dynamique ou de distribution des efforts vers le système de contreventement peut être réalisée.

Les résultats observés dans ce chapitre sont cohérents par rapport à la bibliographie. Ainsi, les modèles présentés ici seront par la suite utilisés pour l'analyse numérique des planchers diaphragmes étudiés expérimentalement (chapitre IV). Cette étude permettra de raffiner et de valider la méthode de modélisation proposée.

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE D'UN PLANCHER DIAPHRAGME

- III-1** Campagne expérimentale (flexion dans le plan)
- III-2** Comportement global des planchers
- III-3** Modes de rupture et déformations des planchers

INTRODUCTION DU CHAPITRE III

Ce chapitre est consacré à la campagne expérimentale réalisée sur des planchers à échelle réelle. Ainsi, des essais de flexion dans le plan sont réalisés sur des planchers diaphragmes en bois au sein de l'Institut Pascal (Université Blaise Pascal). A la connaissance de l'auteur, cette campagne expérimentale est la première réalisée en Europe pour ce type de structures (planchers). L'objectif de cette étude est de connaître le comportement mécanique global de diaphragmes usuels en bois, sollicités dans leur plan, et d'étudier en particulier leurs modes de rupture et de déformation.

Deux planchers en bois de 2,4x7,2m² de surface ont été l'objet de cette étude. Ces planchers ont été conçus en respectant les prescriptions des Eurocodes 5 et 8. Deux configurations de planchers sont testées avec pour différence la présence ou non d'entretoises. Pour l'analyse du comportement mécanique des planchers, deux systèmes de mesure de déplacements ont été mis en place : capteurs LVDT et caméras (mesure sans contact Vidéometric[®]). Ce dernier système permet de déterminer les déplacements de cibles présélectionnées dans trois directions. En vue de caractériser les éléments qui composent les planchers, des échantillons ont été prélevés dans les solives, les entretoises, le chaînage et les panneaux et testés en compression. La connexion panneau-poutraison a été caractérisée par l'intermédiaire d'essais de cisaillement de type push-out.

Ce chapitre présente la démarche suivie dans l'étude expérimentale ainsi que les résultats obtenus. Ces résultats, vont servir de base pour évaluer les valeurs obtenues par les approches analytiques et numériques existantes ou développées dans la présente étude (voir chapitre IV). Le chapitre est divisé en trois parties. La première partie présente les planchers testés et en particulier les caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les systèmes de chargement et de mesure des déplacements. La deuxième partie présente les résultats d'essais de flexion. Une analyse du comportement global des planchers observé expérimentalement est réalisée. Cette analyse compare les caractéristiques de raideur et de résistance des deux planchers étudiés et s'intéresse également aux modes de ruine. La troisième partie fait un bilan des résultats et des observations réalisées lors des essais. Ce bilan constitue un point de départ pour les analyses numériques et analytiques présentées par la suite.

III.1 CAMPAGNE EXPERIMENTALE (FLEXION DANS LE PLAN)

Les expériences conduites sur les planchers sont des essais de flexion « quatre points ». Les planchers sont disposés verticalement et appuyés sur leurs extrémités inférieures. La sollicitation est une charge verticale appliquée dans le plan des planchers (partie supérieure). Cette charge est appliquée en deux points placés à 0,6m de la mi-portée du plancher (cf. **Figure III-1**). La charge appliquée ainsi que les déplacements dans le plan et hors plan du plancher sont mesurés. La **Figure III-2** présente la mise en place des planchers sur la dalle d'essais. Tous les éléments présentés dans cette figure seront décrits par la suite.

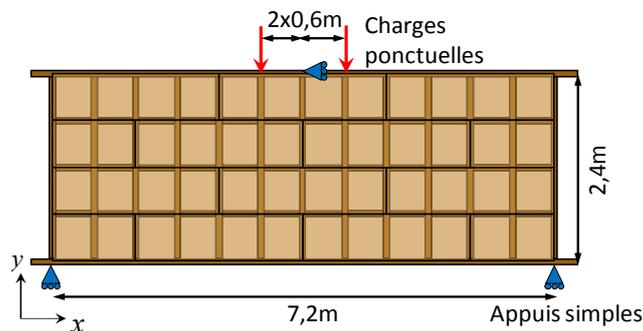


Figure III-1. Schéma de configuration d'essais de flexion des planchers.



Figure III-2. Vue du montage expérimental et du plancher 1.

III.1.1 Description du corps d'épreuve

Chacun des deux corps d'épreuve est composé d'un plancher d'une surface égale à de $2,4 \times 7,2 \text{m}^2$. Cette dimension a été dictée par les possibilités de la dalle d'essais de la plateforme MSGC (Polytech'Clermont-Ferrand). La fabrication des planchers a été confiée à une entreprise de charpente. Les matériaux utilisés ainsi que la technique de construction considérée, correspondent à ce qui est actuellement courant dans la construction bois. La conception des

planchers respecte les prescriptions de la norme NF EN 1995-1-1 [CEN 1995]. Cependant, les exigences de la norme NF EN 1998-1 [CEN 1998] sont respectées pour le plancher 1 mais pour le plancher 2, l'exigence d'entretoises en limite de panneaux n'est pas respectée. La **Figure III-3** montre un plan général des deux planchers étudiés (l'annexe B présente les plans détaillés).

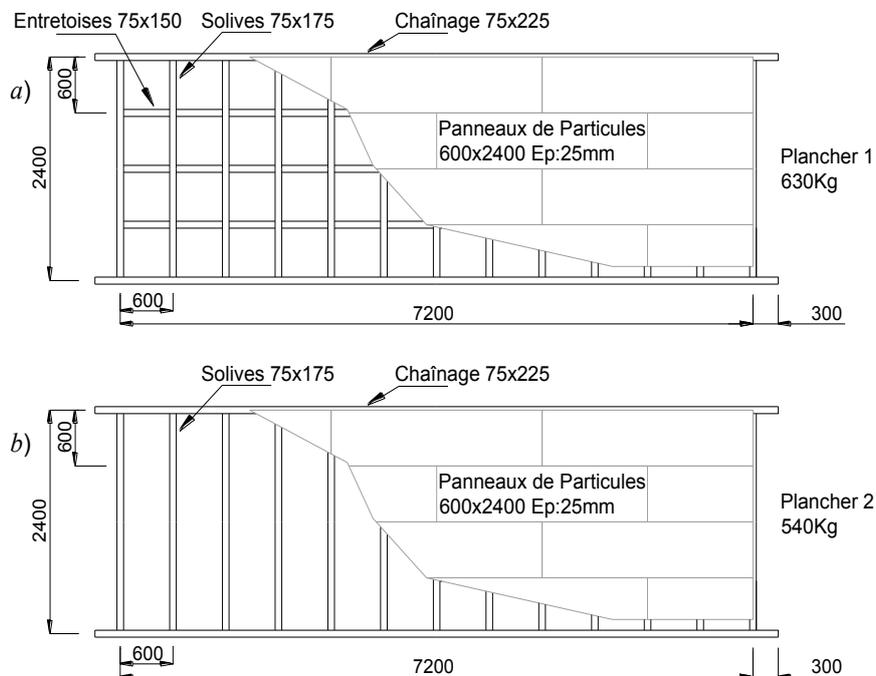


Figure III-3. Composition des planchers étudiés, côtes en millimètres. a) Plancher 1 (avec entretoises). b) Plancher 2 (sans entretoises).

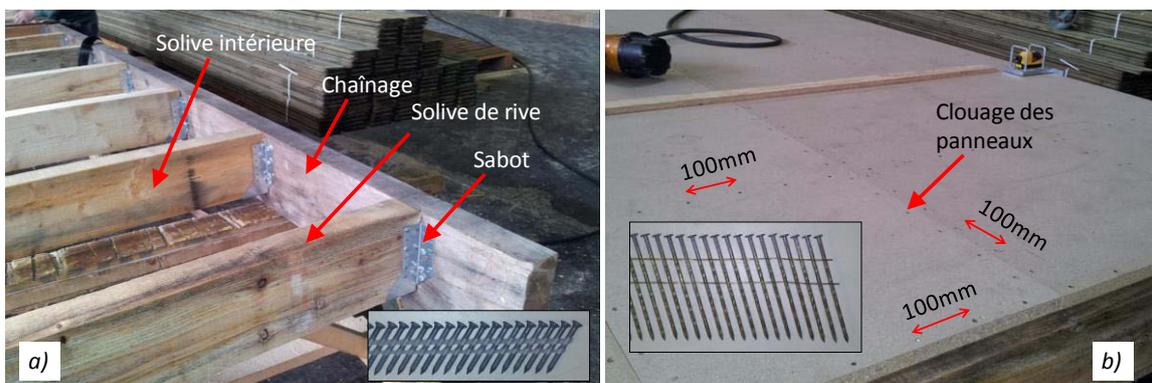


Figure III-4. Assemblages des composants des planchers. a) Sabots de connexion solives-chaînage. b) Connexion clouée panneaux-poutraison.

Les deux planchers ont des configurations similaires où la seule différence réside dans la présence ou non d'entretoises. Ainsi, les deux planchers sont composés par 13 solives de 75x175 mm² de section et un entraxe de 60cm. Ces solives sont encadrées par 2 poutres de chaînage de 75x225mm² de section. La connexion entre les solives et les poutres de chaînages est réalisée par l'intermédiaire de sabots métalliques *HVV-Type 1* 76x152. Ces sabots sont

attachés aux solives et aux poutres de chaînage avec des vis de 4mm de diamètre et de 42mm de longueur. Il faut noter que les poutres de chaînage présentent une longueur totale de 7,80m. Ceci permet d'utiliser les mêmes types de sabots pour les solives intérieures et les solives de rive (cf. **Figure III-4a**). La surface des planchers est constitué de panneaux de particules (aggloméré) de 0,6x2,4m² d'épaisseur égale à 25mm disposés en quinconce sur la poutraison. La connexion entre ces panneaux et la poutraison est réalisée à l'aide de clous torsadés, de 2,8mm de diamètre et 80mm de longueur (**Figure III-4b**), enfoncés à l'aide d'une cloueuse pneumatique. Le plan de clouage considère un espacement régulier de 100mm entre les clous et une distance de 20mm des bords des panneaux. Les entretoises du plancher 1, de section égale à de 75x150mm², sont connectées aux solives à l'aide de clous lardés. Pour cette connexion, des clous torsadés de 2,8mm de diamètre et 100mm de longueur ont été utilisés. (cf. **Figure III-5**)

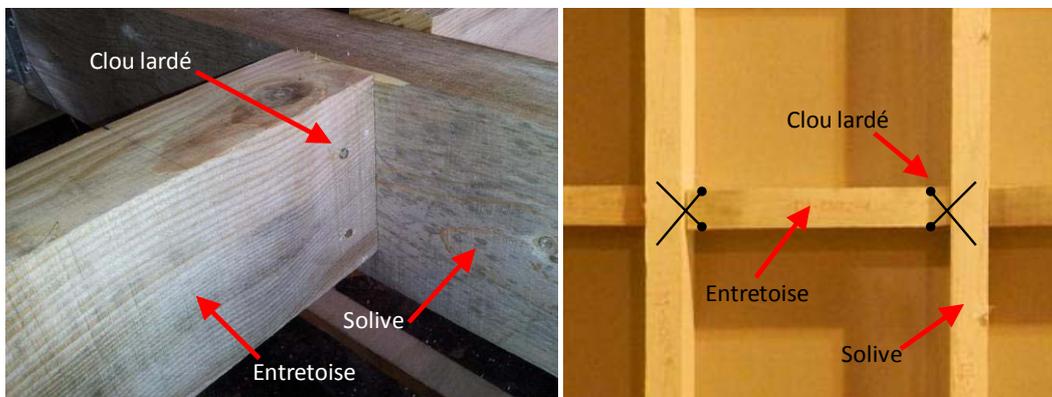


Figure III-5. Assemblages de la poutraison (connexion entretoises-solives par clous lardés).

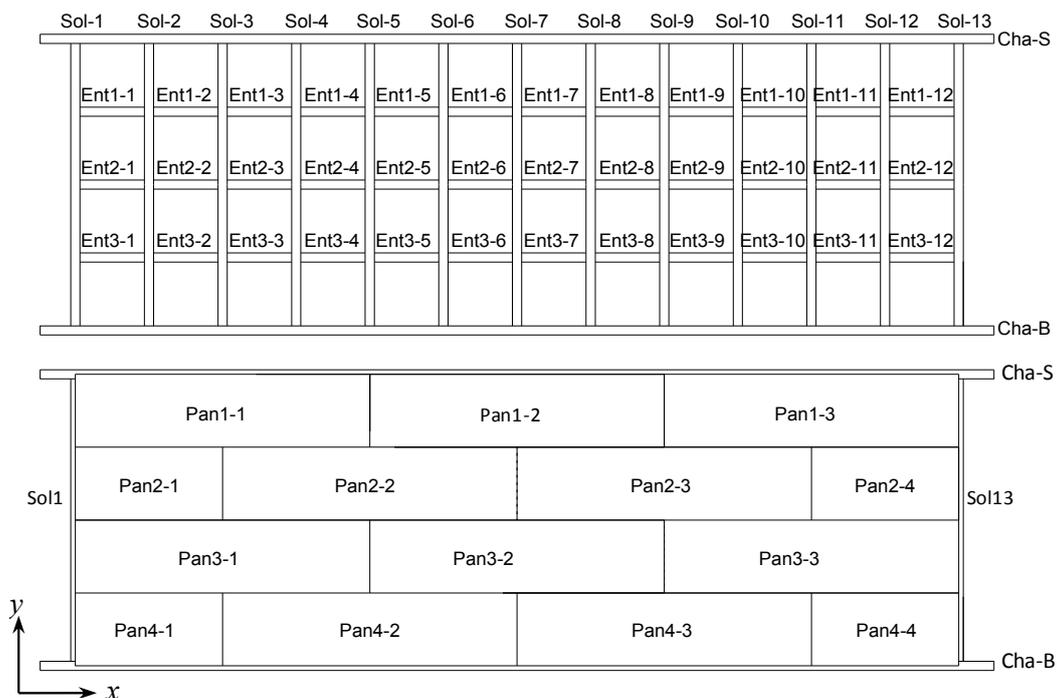


Figure III-6. Notation utilisée pour les composants des planchers.

Tous les éléments qui composent les planchers sont identifiés par une appellation spécifique (voir **Figure III-6**). L'objectif est de faciliter le traitement des résultats et l'identification des éprouvettes prélevées en vue de caractériser localement les matériaux et les connexions. Les solives sont notées *SOL-n* (*n* indique le numéro de solive). Les poutres de chaînage, supérieure et inférieure, sont notées respectivement *CHA-S* et *CHA-B*. Les entretoises sont notées *ENTr-n* et les panneaux *PANr-n*, où *r* indique le numéro de rangée et *n* le numéro d'entretoise ou de panneau. En outre, il faut noter les planchers seront toujours présentés d'un point de vue du côté des panneaux (au moins que le contraire soit indiqué).

III.1.2 Suivi des corps d'épreuve et caractérisation des composants

Le suivi des corps d'épreuve a consisté à suivre leur taux d'humidité, à mesurer les caractéristiques mécaniques du bois et des composants ainsi que les dimensions et les jeux entre panneaux. Les planchers ont été fabriqués en usine (ambiance intérieure), puis stockés en ambiance extérieure pendant un mois. Durant le stockage, les planchers ont été protégés par un film plastique. Ensuite, ils ont été transportés dans le hall d'essais, pour y être stockés pendant un mois en ambiance intérieure, avant la réalisation des essais. La **Figure III-7** illustre ces différentes étapes de fabrication et stockages avec les phases de mesure d'humidité et de caractérisation des matériaux constitutifs et connexions.

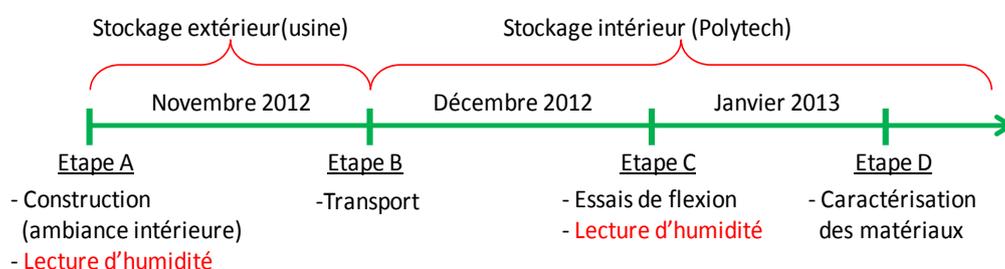


Figure III-7. Chronologie de manutention et de stockage des planchers.

Entre la fabrication et la réalisation d'essais, les planchers ont été soumis à différentes conditions d'humidité et de température. Pour assurer le suivi de l'humidité, des mesures sont effectuées en phases A, C et D à l'aide d'un hydromètre à résistivité électrique. Les propriétés mécaniques du bois et la masse volumique sont mesurées sur des éprouvettes prélevées lors de la réalisation des planchers ou après essai. Le **Tableau III-1** résume les valeurs d'humidité et masse volumique lors des étapes A et C. Ce tableau montre que même avec une humidité initiale élevée du bois (autour 30%) et un stockage en ambiance extérieure, la teneur en eau des composants a considérablement baissé au moment des essais de flexion. Cependant, le stockage en extérieur a conduit à une humidité localisée importante dans certains panneaux du plancher 2, dont l'influence sera analysée par la suite.

Tableau III-1. Humidité et masse volumique des éléments de poutraison.

	Etape A			
	Humidité [%]	Ecart Type [%]	Masse vol. [kg/m ³]	Ecart Type [kg/m ³]
Chainage	22,4	1,2	-	-
Solives	27,2	4,4	494	62,8
Entretoises	30,3	1,5	491	30,3
Panneaux	9,1	0,2	-	-

	Etape C			
	Plancher 1		Plancher 2	
	Humidité [%]	Ecart Type [%]	Humidité [%]	Ecart Type [%]
Chainage	13,5	0,3	14,8	0,5
Solives	14,9	2,9	15	2,1
Entretoises	14,3	1,7	-	-
Panneaux	8,8	0,4	9,2*	0,3

*Humidité des panneaux secs (cf. **Figure III-8**).

Jeu entre les panneaux

Les jeux mesurés entre panneaux sont rapportés en **Figure III-8**. Pour le plancher 1, la valeur moyenne est de 0,9mm ($0 \leq \text{jeux} \leq 2,8\text{mm}$). Pour le plancher 2, deux zones sont identifiées. La zone supérieure présente un jeu moyen de 1,2mm ($0,4 \leq \text{jeux} \leq 2,8\text{mm}$) et la zone inférieure, affectée par un cycle d'humidité, présente un jeu moyen de 2,3mm ($0,7 \leq \text{jeu} \leq 3,8\text{mm}$). Ces jeux sont dus au retrait des panneaux qui s'est produit après séchage. Ainsi, la moyenne de tous les jeux englobant les deux zones est de 1,5mm.

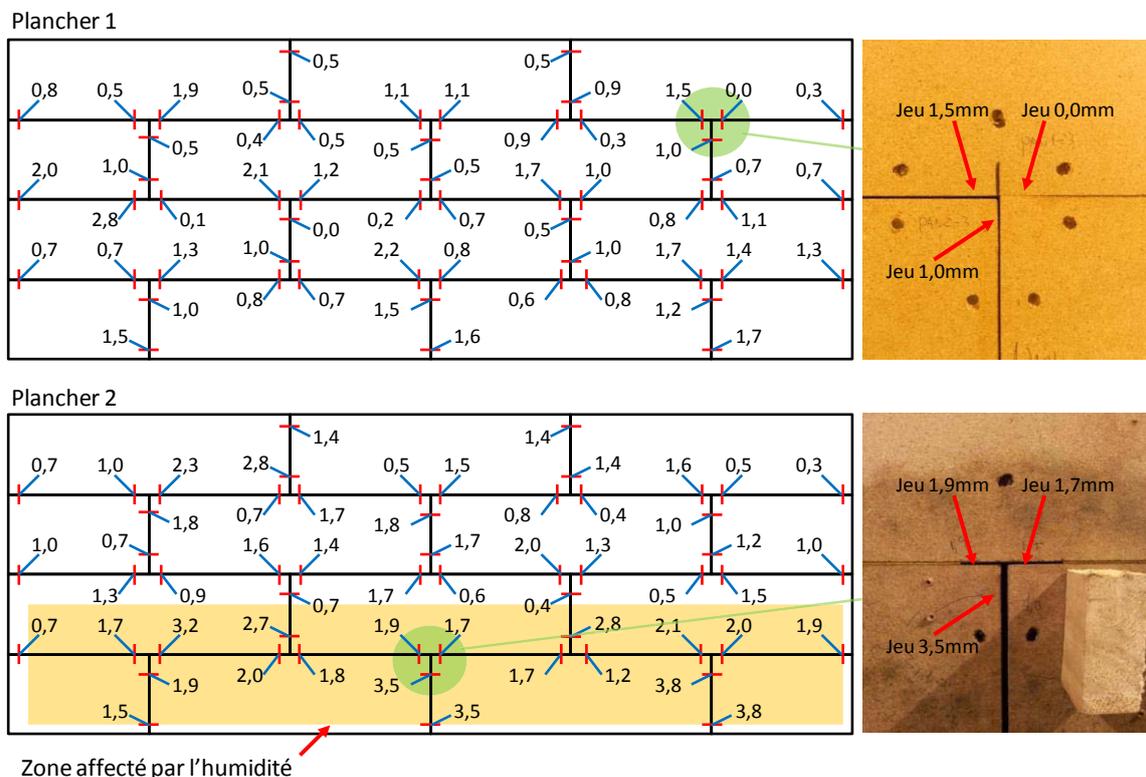


Figure III-8. Distribution des jeux (mm) entre les panneaux (avant essais).

Caractérisation mécanique des composants

Des essais mécaniques ont été menés sur des composants de planchers tels que les matériaux et les connexions panneaux-poutraison pour connaître leurs caractéristiques ou réponses mécaniques. Ainsi, 4 éprouvettes de connexion panneau-poutraison ont été fabriquées dans l'étape A et 2 dans l'étape D (cf. **Figure III-7**) Ces éprouvettes, nommées type A, sont composées par 2 panneaux de $26 \times 26 \text{ cm}^2$ connectés à une solive de $7 \times 11 \times 26 \text{ cm}^3$ (cf. **Figure III-9**). Ces éprouvettes sont réalisées avec les mêmes matériaux et procédures utilisés pour les planchers. La connexion est composée de 4 clous (2 de chaque côté). Les essais de cisaillement (push-out), basés sur la norme NF-EN-26981 [NOR 1991], permettent d'obtenir la loi force-glissement des connecteurs. La **Figure III-10** montre la loi liant la force par connecteur et la moyenne des quatre capteurs de déplacement mesurant le glissement relatif (les résultats sont détaillés en annexe C).

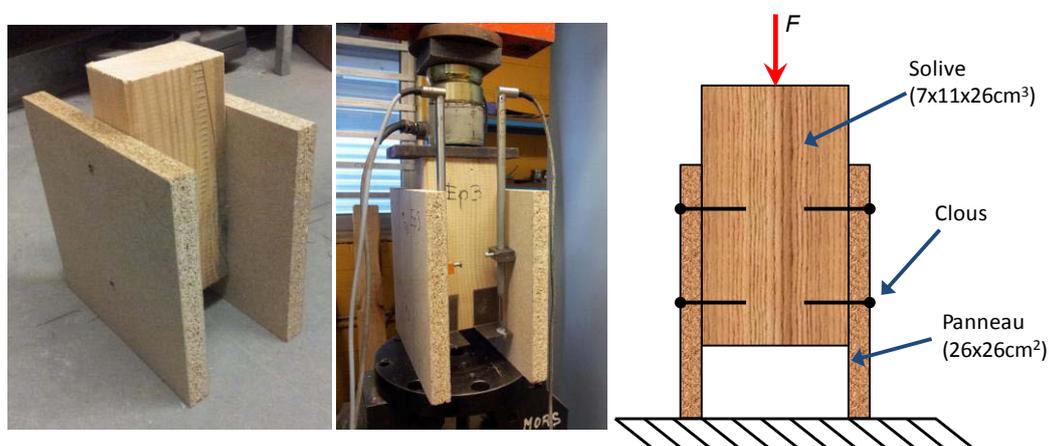


Figure III-9. Eprouvette et essai de cisaillement (connexion panneaux-poutraison).

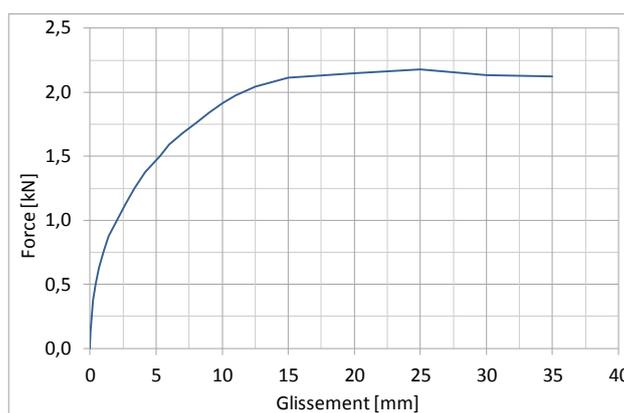


Figure III-10. Loi moyenne force-glissement de la connexion panneaux-poutraisone (pour un clou)

Les propriétés mécaniques du bois ont été mesurées après les essais de flexion de planchers (cf. **Figure III-7**). Ainsi, les planchers ont été tronçonnés en 5 parties de $1,44 \times 2,4 \text{ m}^2$ pour prélever les échantillons des différents composants du plancher. Pour la poutraison, des éprouvettes de $40 \times 40 \times 120$, sont pesées et testées en compression. Pour les panneaux, deux

géométries d'éprouvettes sont testées : une de 25x40x80 pour la compression et une de 25x65x550 pour la flexion « quatre points » selon la norme NF-EN-408 [NOR 2009]. Pour le plancher 2, les échantillons sont distingués entre panneaux représentant les zones sèche et humide. Le **Tableau III-2** résume les caractéristiques géométriques des échantillons testés et les valeurs moyennes des caractéristiques mécaniques mesurées. La valeur du module de Young moyen de la poutraison est déterminée selon la norme NF-EN-338 [NOR 2008], à partir de la masse volumique moyenne des éprouvettes.

Tableau III-2. *Caractéristiques mécaniques des composants testés de planchers.*

Composant	N° des pièces	Humidité [%]	Masse volumique [kg/m ³]	Contrainte de compression [MPa]	Contrainte de traction [MPa]	Module Longitudinal [Mpa]
Solives	10	8,2	435	35	-	10 000
Entretoises	10	8,2	404	35	-	
Chainage	10	7,9	348	31	-	
Panneaux Sec	7	9	620	8,4 (E.T. 0,3)	6,4 (E.T. 0,5)	1 460 (E.T. 160)
Panneaux Humides	7	11	540	3,3 (E.T. 0,7)	3,4 (E.T. 0,45)	800 (E.T. 50)

On peut observer (**Tableau III-2**) que les panneaux qui ont été exposés aux effets de l'humidité présentent une perte notable de rigidité et résistance en comparaison avec les panneaux secs.

III.1.3 Système expérimental

L'essai de flexion réalisé a consisté à appliquer une charge dans le plan des planchers sur une des poutres de chaînage et à mesurer les déplacements dans le plan et hors plan dans différentes zones du plancher. Le montage expérimental est décrit ci-après en précisant le système et le protocole de chargement, les appuis et les maintiens ainsi que les mesures des déplacements.

Système d'application des charges

La **Figure III-11** montre un aperçu général du système de chargement utilisé. Ce système est composé par un portique de réaction de 5m de hauteur et de 2,4m de largeur. Un vérin d'une capacité de 1 000kN est utilisé avec une rotule en tête autorisant la rotation autour des axes y et z. La charge est appliquée en deux points sur la poutre de chaînage *CHA-S*, à 60cm de part et d'autre de la mi-portée du plancher. Les points de chargement coïncident avec les axes des solives *SOL-6* et *SOL-8*. Les mesures de force sont réalisées par deux capteurs, d'une capacité de 200 kN chacun, sous chaque point de charge. Une plaque en acier de 300x300x20 mm³ répartit la charge sur la poutre de chaînage *CHA-S* (cf. **Figure III-12**).

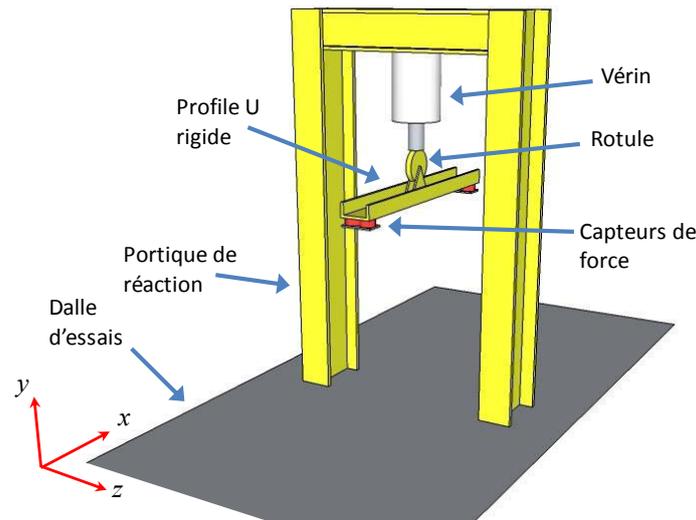


Figure III-11. Schéma du système de chargement.

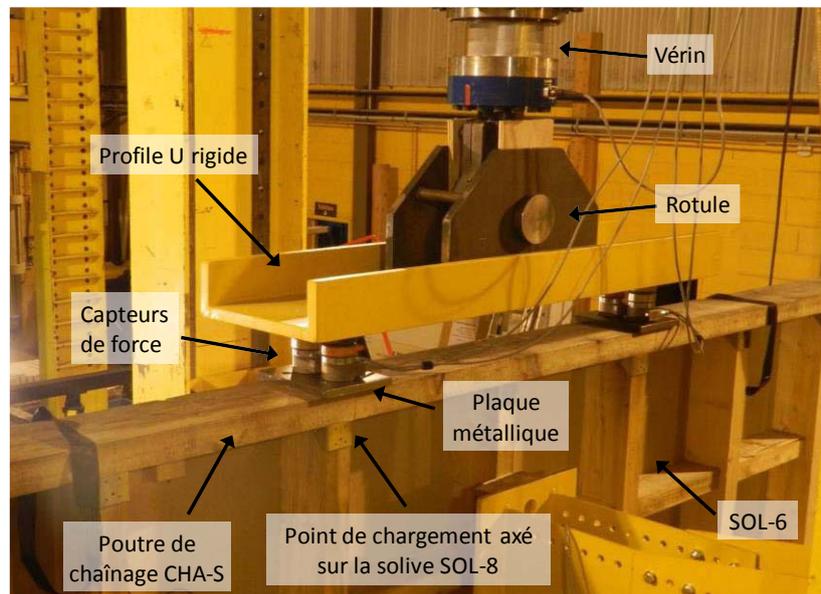


Figure III-12. Mise en place du système d'application de charge.

Le protocole de chargement retenu est basé sur la norme NF-EN-12512 [NOR 2002]. Ainsi, une charge cyclique quasi-statique est appliquée. Dans ce travail on distingue 15 étapes de chargement. Chaque étape est composée par un ou plusieurs cycles et chaque cycle consiste en une phase de charge et une phase de décharge. Lors des phases de charge, le chargement est appliqué pour atteindre un déplacement cible de tête de vérin. Ce déplacement cible croît d'une séquence à une autre et chaque phase de décharge est effectuée jusqu'à atteindre une force de 2kN. Conformément à la norme d'essais, les deux premières étapes d'essai comprennent un cycle chacune et les treize étapes suivantes sont composées par trois cycles. L'essai est entièrement piloté en déplacement, la vitesse de chargement est adaptée pour que la durée d'un cycle soit de 2mn. La Figure III-12 illustre le protocole de chargement dans un repère force-déplacement de vérin.

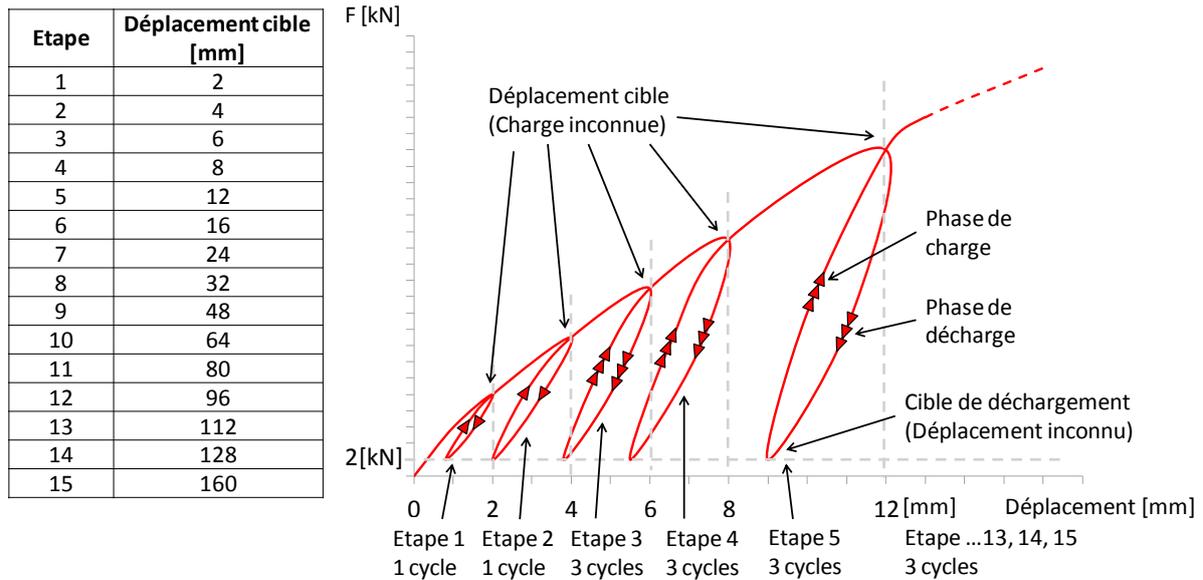


Figure III-13. Déplacements cibles et protocole de chargement.

Système d'appuis et d'anti déversement

Deux structures d'anti-déversement ont été conçues pour la réalisation des essais (cf. **Figure III-14** et **Figure III-15**). La première appelée Anti-devers extérieur, est positionnée au droit des appuis (extrémités de plancher) pour bloquer les translations suivant l'axe z et la rotation autour de x . La deuxième structure d'anti-déversement, appelée Anti-devers Central, est fixée au portique de réaction à mi-portée du plancher pour limiter les translations de sa partie supérieure suivant l'axe z . Afin de minimiser le frottement entre le plancher et les systèmes d'anti-déversement, des plaques de téflon sont mises à l'interface des deux structures.

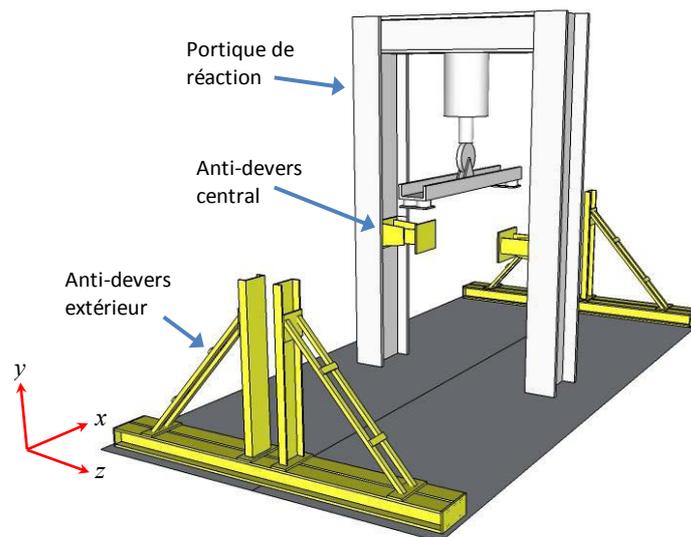


Figure III-14. Positionnement des anti-dévers extérieurs et centraux.

Le système d'appui des planchers est composé d'une plaque en acier de 20mm d'épaisseur fixée sur la poutre de chaînage *CHA-B* (cf. **Figure III-16**). Cette plaque de 200x200mm², possède un cylindre (axe de rotation) soudé sur sa face inférieure. Cet ensemble est appuyé sur une deuxième plaque en acier de 40mm d'épaisseur, laquelle repose sur les profilés horizontaux des antis-devers extérieurs. De cette manière, la plaque supérieure (fixée au plancher par des vis) est libre en rotation autour l'axe *z* et en translation suivant l'axe *x*. est facilitée. Un liquide lubrifiant est appliqué entre le cylindre et la plaque inférieure. Les appuis sont positionnés au droit des solives de rive (*SOL-1* et *SOL 13*), soit une portée de 7,20m. Ainsi, en regardant le système d'application de charge et d'anti-déversement, les conditions limites de l'essai sont proches de celles d'une poutre simplement appuyée (cf. **Figure III-17**).

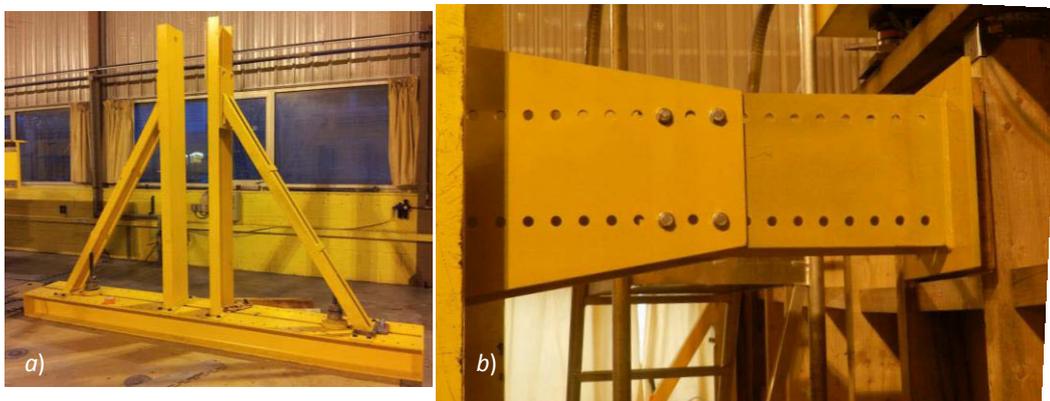


Figure III-15. Structures d'anti-déversement. a) Anti-devers extérieur. b) Anti-dévers central.

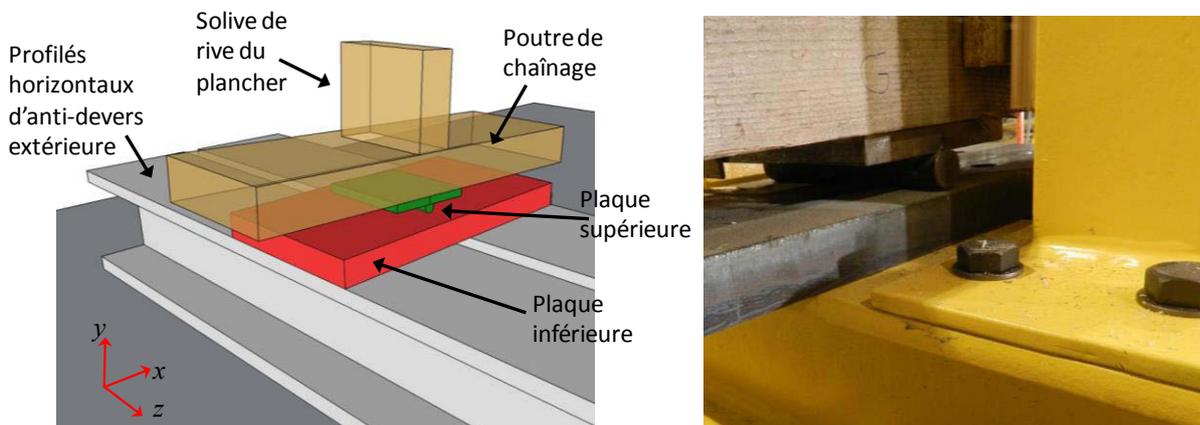


Figure III-16. Système d'appuis simples des planchers.

Concernant la symétrie du plancher, on remarque que la distribution des panneaux est symétrique par rapport à l'axe *y* et non symétrique par rapport l'axe *x*. En effet, sur la partie supérieure (côté *CHA-S*) on trouve 3 panneaux entiers alignés alors que sur la partie inférieure, on trouve 2 panneaux entiers et 2 demi-panneaux (**Figure III-18**).

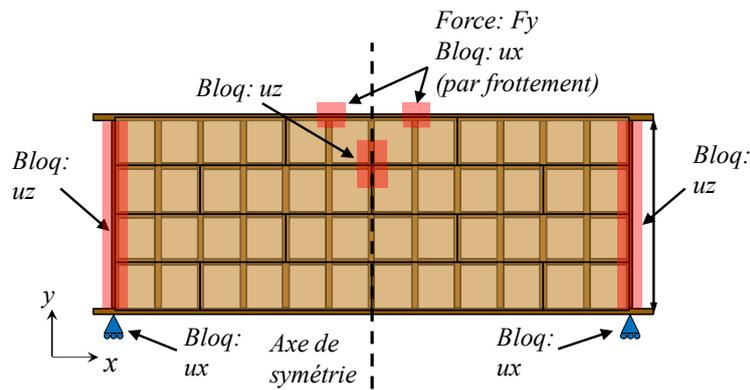


Figure III-17. Conditions limites de l'essai de flexion sur les planchers.

Système d'instrumentation pour le suivi de déplacements

Deux systèmes de mesure de déplacement ont été retenus : capteurs inductifs (LVDT) et mesures sans contact (suivi de cibles par vidéométrie). Ainsi, un total de 20 capteurs sont utilisés (force, déplacement, inclinomètres) en parallèle avec 140 cibles positionnées sur différents points des planchers (**Figure III-18** et **Figure III-23**). Les positions des capteurs de déplacements et des inclinomètres sont illustrées sur la **Figure III-19**.

Les capteurs de déplacement sont les suivants :

- 5 capteurs (*DY-G, DY-CG, DY-C, DY-CD, DY-D*) permettent déterminer les déplacements de la poutre de chaînage *CHA-B* suivant l'axe *y*.
- 2 capteurs (*DX-G, DX-D*) placés au niveau des appuis du plancher pour vérifier le glissement (selon l'axe *x*) des plaques d'appui supérieur par rapport aux antis-devers extérieurs.
- 2 capteurs (*JP-S, JP-I*) positionnés sur l'interface entre les panneaux *PAN4-2* et *PAN4-3*. Ils servent à mesurer la reprise de jeu et l'écartement entre ces deux panneaux.
- 1 capteur (*G-PP*) permet de déterminer le glissement relatif entre les panneaux *PAN1-3* et *PAN2-4*.
- 1 capteur (*G-PS*) pour le déplacement relatif entre le panneau *PAN2-4* et la solive *SOL-10*.

Quatre inclinomètres (*IN-1, IN-2, IN-3, IN-4*) ont été mis en place sur une section verticale au droit des panneaux *PAN1-2, PAN2-3, PAN3-2* et *PAN4-3*. Ils permettent de mesurer la rotation du plancher autour l'axe *x*.

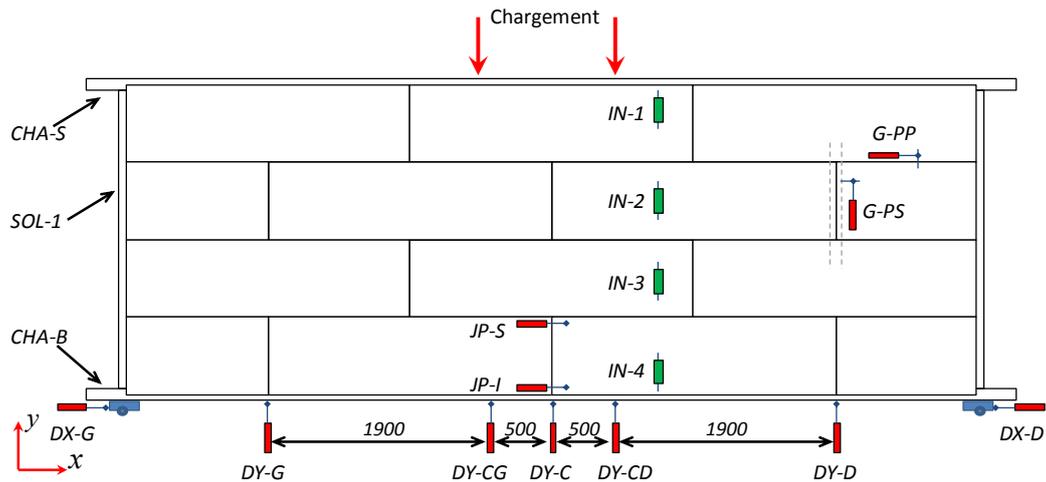


Figure III-18. Schéma de positionnement des capteurs de déplacement et des inclinomètres.



Figure III-19. Mise en place des capteurs de déplacements et des inclinomètres.

Le système de suivi de déplacements sans contact, mis en place coté panneaux, est composé de deux couples de caméras. Ces caméras sont implantées, avec un angle défini dans le plan $x-z$, sur un bras d'une longueur donnée. Les déplacements des cibles peuvent être obtenus en 3D (2 caméras) ou en 2D (1 caméra) (cf. **Figure III-20**). L'exploitation 3D d'une cible va dépendre de la distance d_{CIB} à laquelle elle se trouve et de la longueur du bras des caméras L_{CIB} . Dans ce travail, deux bras, de longueurs 0,35m et 1,66m, ont été utilisés (*CAM-L* et *CAM-C*). La taille des cibles, la distance entre les bras et le plancher ont été adaptés afin d'obtenir une précision de mesure

suivant x et y du 1/20 000 du champ x - y mesuré. Chaque cible est fixée au panneau par un clou au centre pour suivre les déplacements de ce point précis.

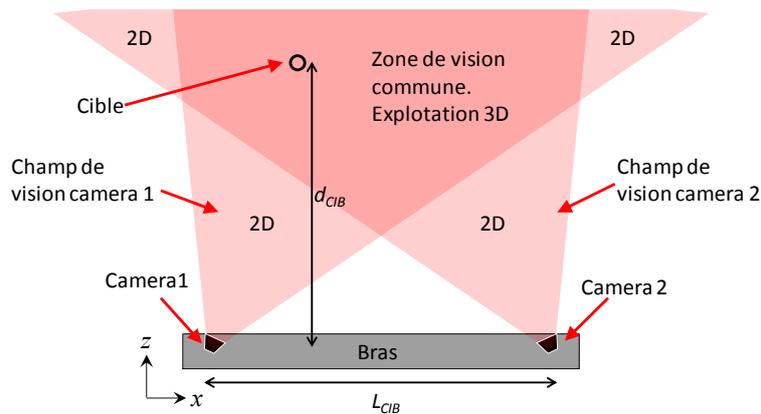


Figure III-20. Description du champ de vision des caméras de vidéométrie.

Pour la mise en place des cibles, les planchers ont été divisés en deux zones : côté gauche et côté droit. Le côté gauche a été choisi pour un suivi global des déplacements. Ainsi un total de soixante-dix cibles ont été placées de ce côté, dont soixante-quatre sur les panneaux et quatre sur la poutre de chaînage *CHA-B*. En plus, une cible est positionnée sur le profilé U de chargement et une autre est fixée au sol. Cette dernière cible sert à contrôler le bruit de lecture. Pour suivre ces cibles, le bras *CAM-L* est positionné à une distance de 5m du plancher pour avoir un champ de vision de 3,30x3,00m². Le côté droit du plancher a été instrumenté de façon localisée. Ainsi, trente cibles ont été placées sur une zone de 1,50x1,50m² avec vingt-six concentrées sur les panneaux et trois sur la poutre de chaînage inférieure *CHA-B*. Ces cibles permettent de déterminer le déplacement relatif entre les différents composants du plancher. Le bras *CAM-C* est placé à une distance de 3m des cibles. La **Figure III-21** montre la vision d'une caméra de chaque bras.

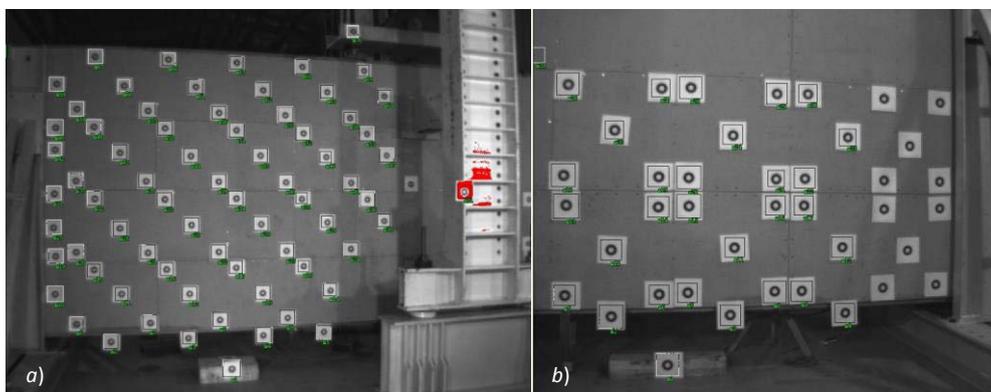


Figure III-21. Vision des caméras. a) Vision de caméra sur le côté gauche du plancher b) Vision de caméra sur le côté droit du plancher.

La **Figure III-22** montre le plan de répartition des cibles et la notation utilisée pour les identifier : CIB- G_n pour le côté gauche du plancher et CIB- D_n pour le côté droit (n est le numéro de cible). La **Figure III-23** présente une vue générale du système de vidéométrie mis en place.

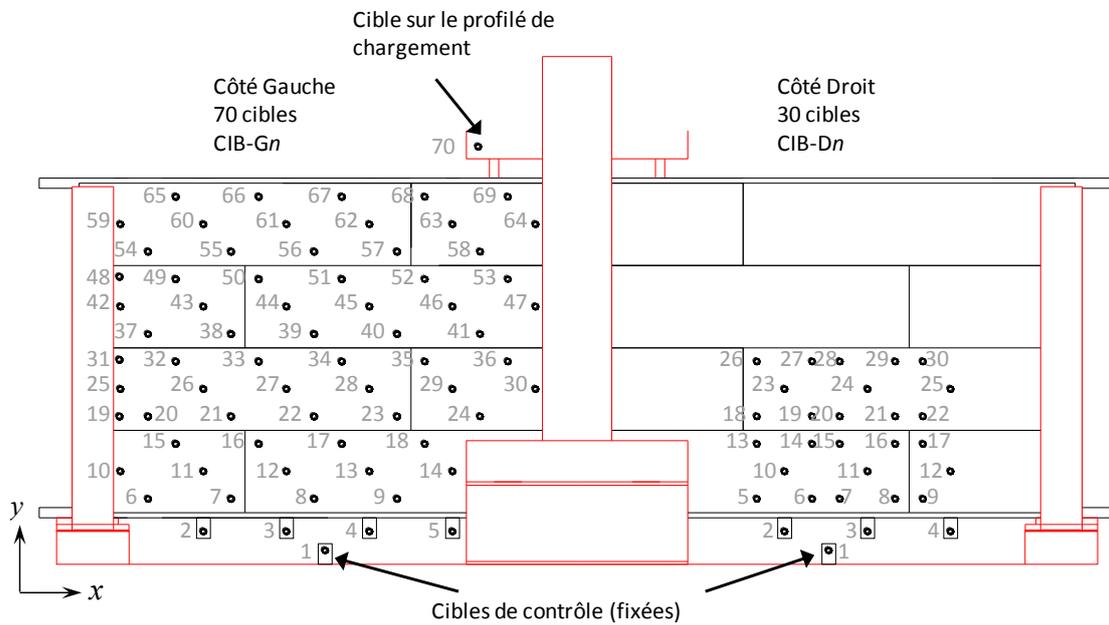


Figure III-22. Plan de mise en place des cibles sur les planchers.

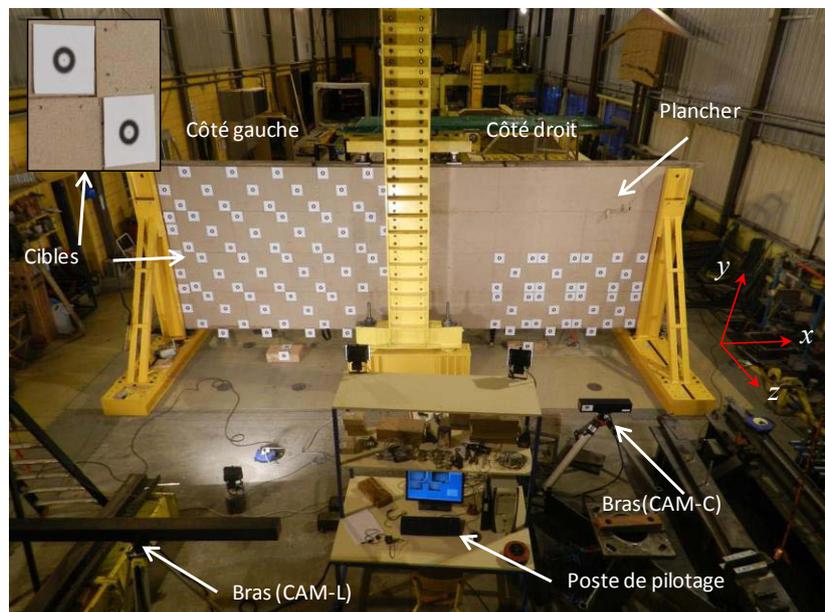


Figure III-23. Vue générale du système de vidéométrie mis en place.

III.2 COMPORTEMENT GLOBAL DES PLANCHERS

Pour aborder le comportement global des planchers, une analyse complète des relevés de déplacements et des forces a été effectuée. Ces mesures ont permis de vérifier le fonctionnement des appuis, des maintiens latéraux, des blocages et des glissements ainsi que la symétrie. Ensuite, elles ont été utilisées pour analyser le comportement des planchers, y compris les modes de rupture, aux niveaux global et local.

III.2.1 Courbe force-déplacement dans le plan

Les courbes force-déplacement dans le plan des planchers présentent un comportement non-linéaire très marqué (cf. **Figure III-24** pour le plancher 1). Le déplacement représente la flèche mesurée à mi-portée. La partie *b* de la figure est utilisée pour observer le comportement en phase initiale y compris la raideur initiale k_{se} du plancher et sa résistance limite élastique. Ces valeurs ont été calculées avec une approche basée sur la norme prEN-12512 [NOR 2002], l'adaptation de la méthode est décrite en annexe D). Une courbe enveloppe est également tracée. Cette courbe est calculée à partir d'une interpolation linéaire entre la force maximale des premiers cycles de chaque étape d'essai.

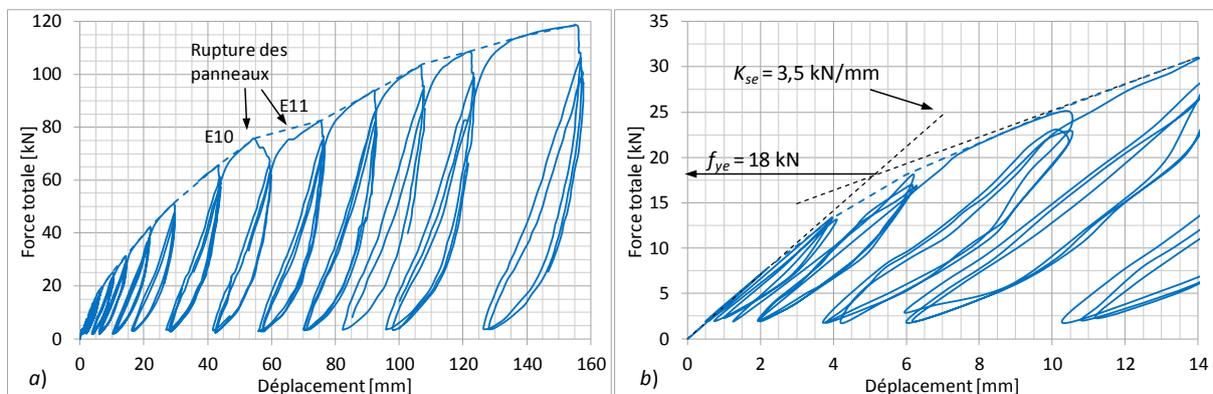


Figure III-24. Loi force-déplacement dans le plan du plancher 1. a) totalité de l'essai. b) phase initiale de l'essai.

La courbe enveloppe révèle une première phase de comportement élastique-linéaire du plancher. Cette phase trouve sa limite pour une charge de 18kN et présente une raideur de 3,5kN/mm. A partir de ce niveau de chargement, une perte progressive de raideur (tangente) ainsi qu'un comportement non-linéaire est observé. Ceci peut être expliqué pour la plastification des connecteurs des panneaux, des assemblages de la poutraison ou par l'effet de contact entre les panneaux. En plus, l'allure des différents cycles révèle un comportement dissipatif caractéristique des assemblages par pointes. Une analyse de cette dissipation d'énergie est de suite réalisée.

En outre, lors de l'essai de flexion, différentes ruptures de panneaux ont été observées. Ces ruptures se sont traduites par une perte de résistance sur l'étape 11 sans affecter significativement la force maximale des étapes suivantes. L'essai a été arrêté après atteinte de la capacité en course du vérin.

La **Figure III-25** illustre le comportement du plancher 2 où la phase élastique-linéaire est beaucoup moins importante que celle du plancher 1 avec entretoises. La limite linéaire de ce plancher est de 2,5kN et sa rigidité de 1,5kN/mm. En outre, la rupture des panneaux a produit une perte importante de résistance durant les étapes 10 et 12. Contrairement à ce qui a été observé pour le plancher 1, la rupture des panneaux se traduit par des pertes nettes de résistance et de rigidité. Ainsi, après chaque rupture de panneau, la force maximale des étapes suivantes n'augmente pas significativement. En conséquence, la dernière étape (15) s'est terminée avec une force maximale de 45kN (38% du plancher 1) pour un déplacement de 150mm.

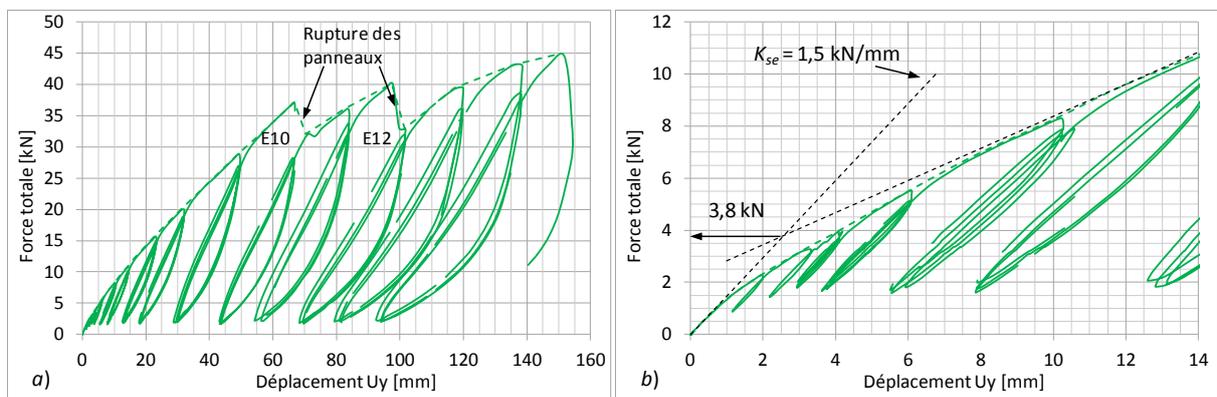


Figure III-25. Loi force-déplacement dans le plan du plancher 2. a) totalité de l'essai. b) phase initiale de l'essai.

Les courbes enveloppes force-déplacement des deux planchers sont montrées sur la **Figure III-26**. Cette figure montre la grande différence de rigidités et de résistances entre les deux planchers. La suppression des entretoises a fait baisser la résistance du plancher de 60%.

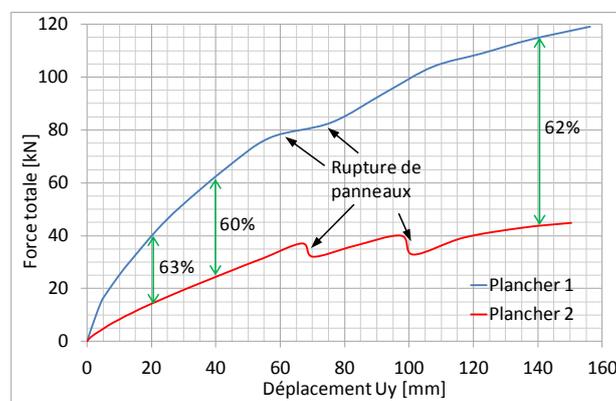


Figure III-26. Courbes enveloppes des planchers avec et sans entretoises.

III.2.2 Evolution de la force appliquée lors des cycles de chargement

La **Figure III-27a** montre l'évolution du chargement total du plancher 1 en fonction du temps (étapes d'essais). Durant les cycles de chaque étape de chargement, on observe que la force relative au déplacement cible de l'étape diminue progressivement avec les cycles. Cette diminution est quantifiée dans la **Figure III-27b** qui montre la différence entre les forces maximales atteintes entre le troisième et le premier cycle de la même étape. On note que la perte de charge croît avec les étapes d'essais. Par exemple, cette diminution est de 6,5% pour l'étape 4 et de 16% pour l'étape 15. Néanmoins, l'étape 10 montre une importante baisse de charge (15,5%) par rapport aux étapes 9 et 11. Cette différence peut être expliquée par l'effet de la première rupture des panneaux observée au début de l'étape 10.

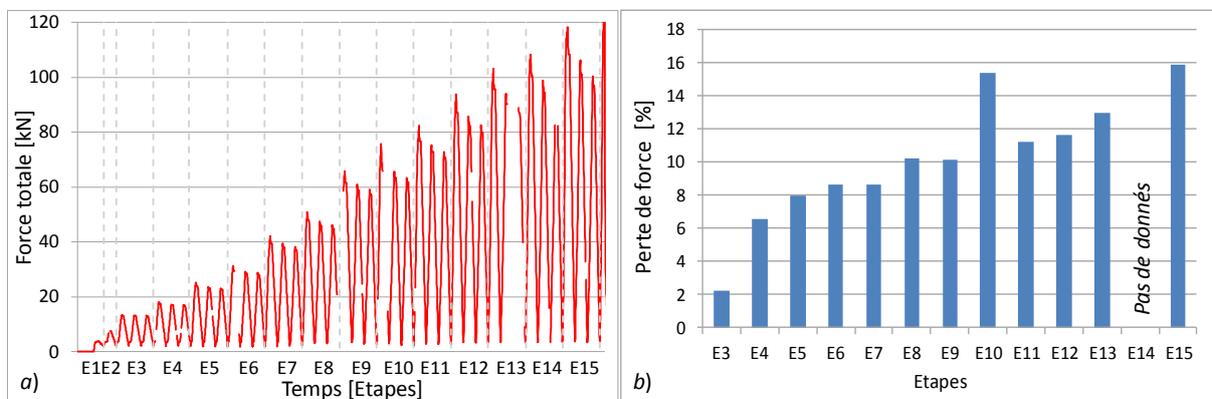


Figure III-27. Force totale appliquée sur le plancher 1. a) Evolution en fonction du temps. b) Perte de force maximale entre le premier et le troisième cycle de chaque étape.

L'évolution de la force appliquée sur le plancher 2 présente un comportement similaire à celui du plancher 1. Une diminution de la force maximale entre les premiers et troisièmes cycles des différentes étapes est enregistrée (cf. **Figure III-28a**). Cette perte de force a une tendance à augmenter avec les différentes étapes de chargement (cf. **Figure III-28b**). Cependant la différence la plus importante est notée pour les étapes 10 et 12, comme pour le plancher 1, à cause des ruptures de certains panneaux. La diminution de force est de 24 et 22,8% pour ces deux étapes. En comparant les deux planchers, on note que l'impact des ruptures des panneaux sur le comportement global du plancher est plus important pour le plancher sans entretoises. Au sens de la NF EN 12 512, l'essai du plancher 2 devrait être arrêté à l'étape 10 qui a conduit à une perte de force de plus de 20% à l'issue des trois cycles. Cependant pour comparer les deux planchers à un même niveau de déformation, l'essai du plancher 2 a été poursuivi jusqu'à une flèche centrale de 150 mm.

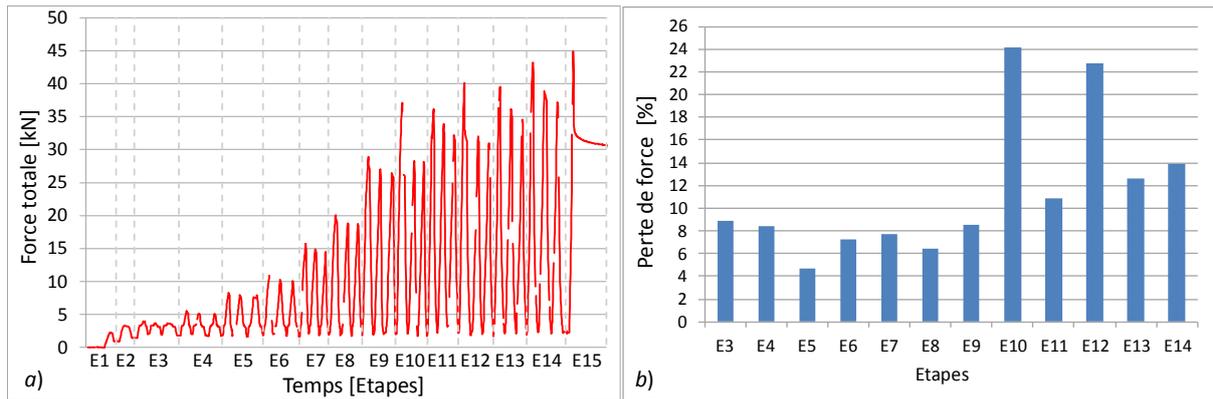


Figure III-28. Force totale appliquée sur le plancher 2. a) Evolution en fonction du temps. b) Perte de force maximale entre le premier et le troisième cycle de chaque étape.

III.2.3 Evolution des raideurs élastiques

La raideur élastique est déterminée par régression linéaire sur les phases de charge et de décharge du premier cycle de chaque étape d'essai. La **Figure III-29** montre l'évolution de cette raideur durant les étapes de chargement par rapport à l'étape 1 (plancher 1). On note que les trois premières étapes ne présentent pas une diminution de raideur, cependant les 7 étapes suivantes (E4-E10) montrent une perte entre 7 et 15%. Malgré la rupture des panneaux, une remontée de raideur est observée entre les étapes 11 et 14. Ce comportement peut être expliqué par une mise en contact entre les panneaux. Cependant cette mise en contact favorise les ruptures localisées qui réduisent in fine la raideur lors de l'étape 13 qui présente une diminution de 13%.

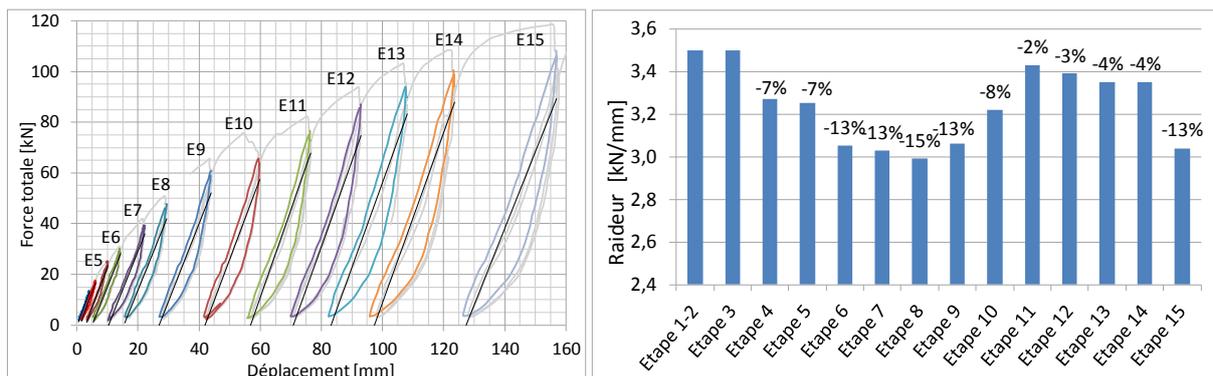


Figure III-29. Evolution de la raideur élastique du plancher 1.

A la différence du plancher 1, le plancher 2 présente une perte croissante de raideur (cf. **Figure III-30**). Dès l'étape 2, on observe une diminution de 5%, et sur l'étape 15 cette perte de raideur atteint 49%. Comme pour le plancher 1, la mise en contact des panneaux peut affecter l'évolution de la rigidité.

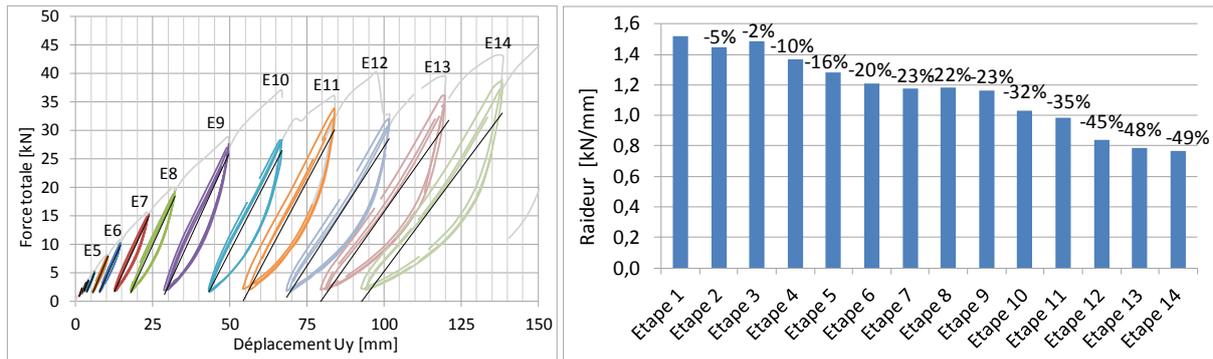


Figure III-30. Evolution de la raideur élastique du plancher 2.

III.2.4 Evolution de la dissipation d'énergie

L'énergie dissipée E_{dp} a été calculée à partir du premier cycle de chaque étape pour chaque plancher. La **Figure III-31a** montre l'évolution de la dissipation d'énergie des deux planchers. En plus, la **Figure III-31b** présente l'évolution du rapport entre l'énergie dissipé pour le plancher 1 et le plancher 2 (E_{dp-1}/E_{dp-2}).

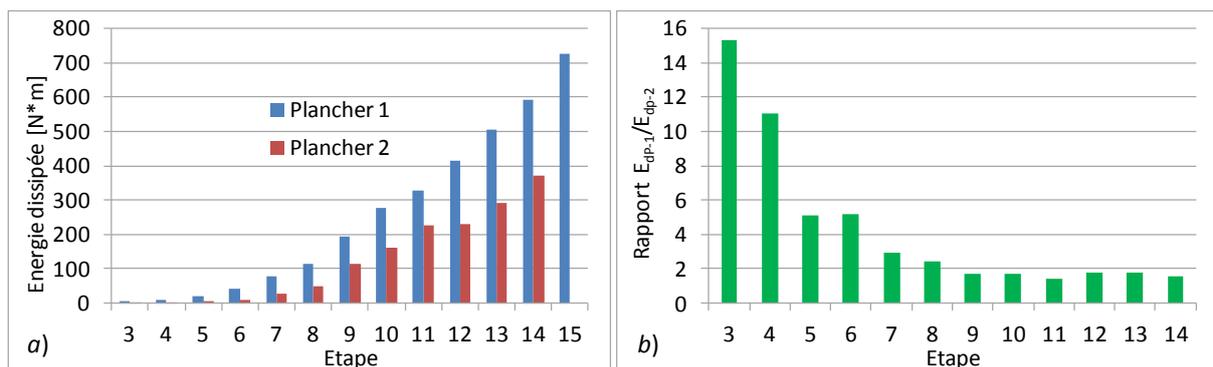


Figure III-31. Dissipation d'énergie dans chaque étape d'essai. a) Comparaison des résultats du plancher 1 et plancher 2. b) Evolution du rapport E_{dp-1}/E_{dp-2} .

Les résultats montrés dans **Figure III-31a** indiquent que pour les deux planchers, l'énergie dissipé augmente fur et a mesure avec le chargement. Pour le plancher 1 cette augmentation est quasi constante. Cependant pour le plancher 2, les étapes 11 et 12 présentent la même valeur de E_{dp} . Ceci peut être expliqué par l'effet des ruptures des panneaux de ce plancher.

La **Figure III-31b** montre que pour le début de l'essai (étapes 3) le plancher 1 présente une valeur de E_{dp} 15 fois plus importante que celui du plancher 2. Cependant à partir de l'étape 9, ce rapport reste inférieur à 2.

III.3 MODES DE RUPTURE ET DEFORMATIONS LOCALES DES PLANCHERS

III.3.1 Ruptures de panneaux

Les deux planchers présentent des modes de ruine similaires mais avec des résistances et des rigidités différentes. La **Figure III-32** montre le plancher 1 après essai où la principale ruine observée a été localisée aux droits des panneaux. Pour les deux planchers, cette rupture par flexion s'est développée au centre des panneaux (*PAN1-2*, *PAN2-2*, *PAN2-3*, *PAN3-2*, *PAN4-2* et *PAN4-3*). La **Figure III-33** montre les positions des lignes de rupture et indique le niveau de charge pour lequel elles se sont produites. On observe que pour les deux planchers, la première rupture a eu lieu dans la ligne des *PAN2-n* pendant l'étape 10 pour un déplacement cible de 64mm. Néanmoins, on note que pour le plancher 2, les ruptures des panneaux se produisent pour un niveau de charge correspondant à environ 40% celle du plancher 1. La **Figure III-34** et **Figure III-35** détaillent les ruptures par flexion des panneaux respectivement du plancher 1 et 2.

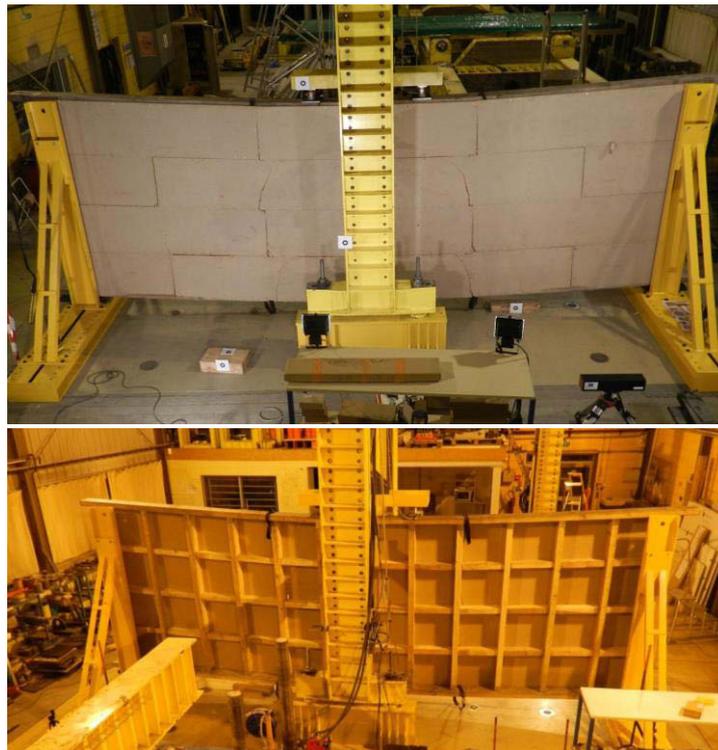


Figure III-32. *Plancher 1 après essai (déformée résiduelle et zones de rupture de panneaux).*

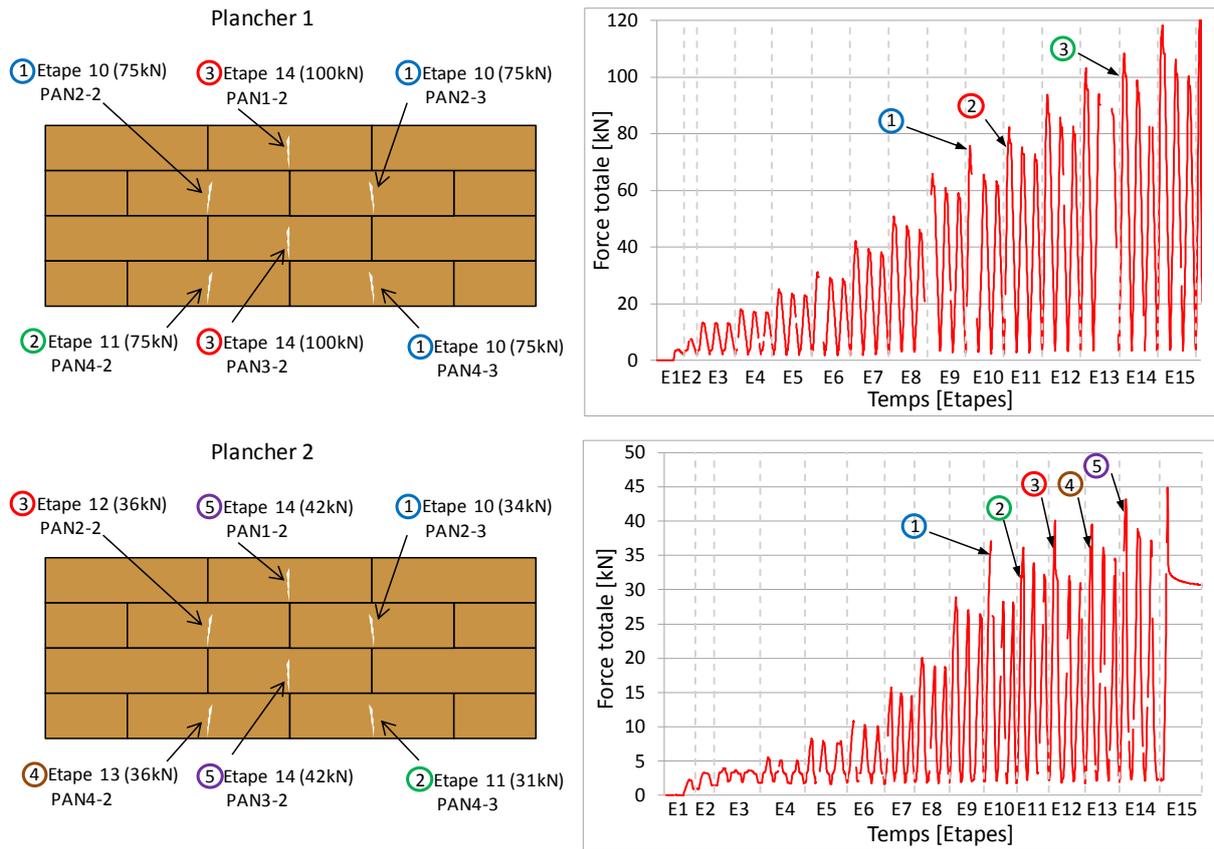


Figure III-33. Position des la rupture des panneaux, plancher 1 et 2.



Figure III-34. Détail des ruptures des panneaux du plancher 1.

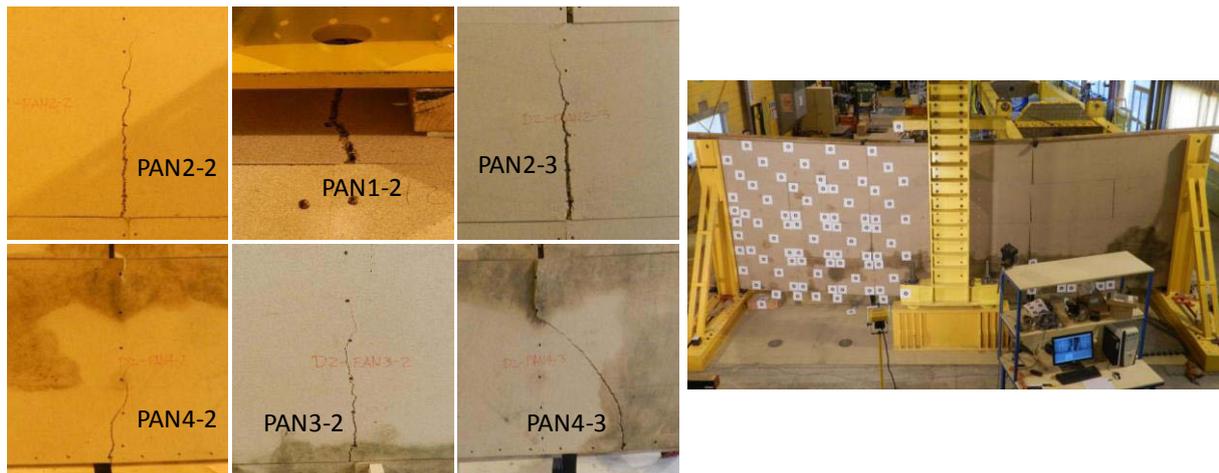


Figure III-35. *Détail des ruptures des panneaux du plancher 2.*

On note que les panneaux qui ont rompu par flexion sont ceux qui sont les plus proches de la mi-portée du plancher. La **Figure III-36** montre un schéma de la configuration géométrique des planchers avant et après rupture des panneaux. Dans cette figure on observe qu'avant la rupture des panneaux, le plancher présente une configuration en quinconce, néanmoins au fur et à mesure des ruptures, les « panneaux » centraux se retrouvent dans une configuration alignée. Cette situation qui crée « de nouveaux » planchers moins raide et moins résistants (cf. **Figure III-26**) est plus visible pour le cas sans entretoise.

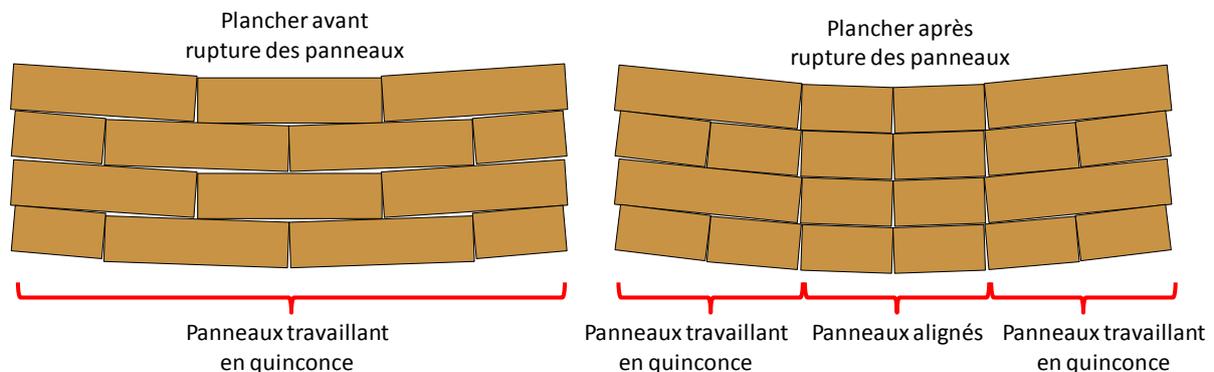


Figure III-36. *Schéma des panneaux avant et après rupture pour les deux planchers.*

III.3.2 Rotations et translations relatives des panneaux

L'exploitation des cibles placées sur les panneaux permet de quantifier les déplacements et la rotation des panneaux. La **Figure III-37** illustre la déformée dans le plan des panneaux *PAN3-1*, *PAN4-1* et *PAN4-2* des deux planchers, ainsi que les lectures (x, y) de quatre cibles. Ces déplacements correspondent à un chargement de 120kN pour le plancher 1 et de 45kN pour le plancher 2 (étape 15). On remarque que ces niveaux de chargement produisent un déplacement maximal de 155mm sur les plancher 1 et de 150 sur le plancher 2.

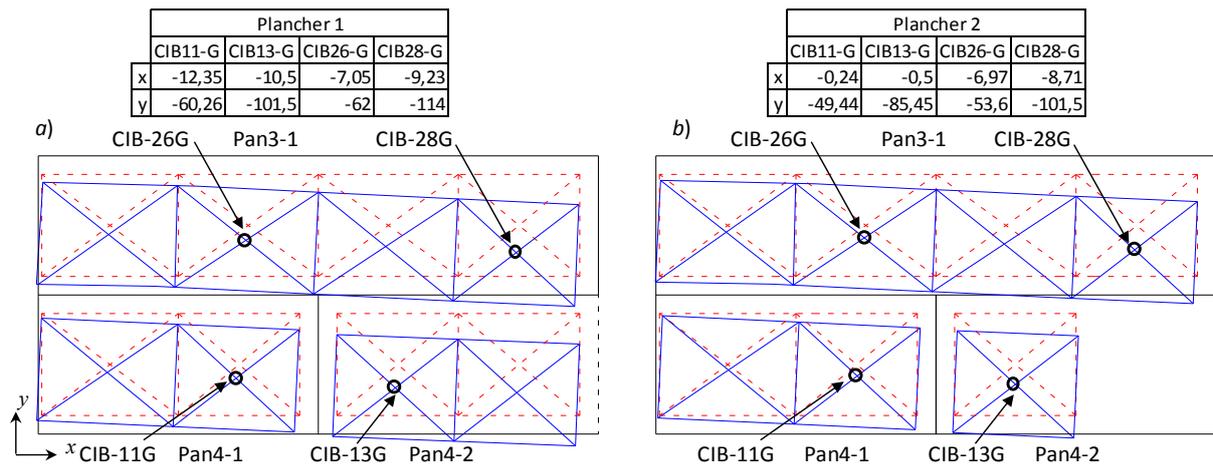


Figure III-37. Déformée des panneaux déterminée à partir du système de vidéométrie. a) Plancher 1. b) Plancher 2.

La **Figure III-37** montre que la déformation des panneaux est composée d'un déplacement vertical et d'une rotation autour l'axe z. L'allure de la déformée des panneaux des deux planchers est quasi identique. Cependant les déplacements en y des panneaux du plancher 1 sont environ 17% plus importante que ceux du plancher 2.

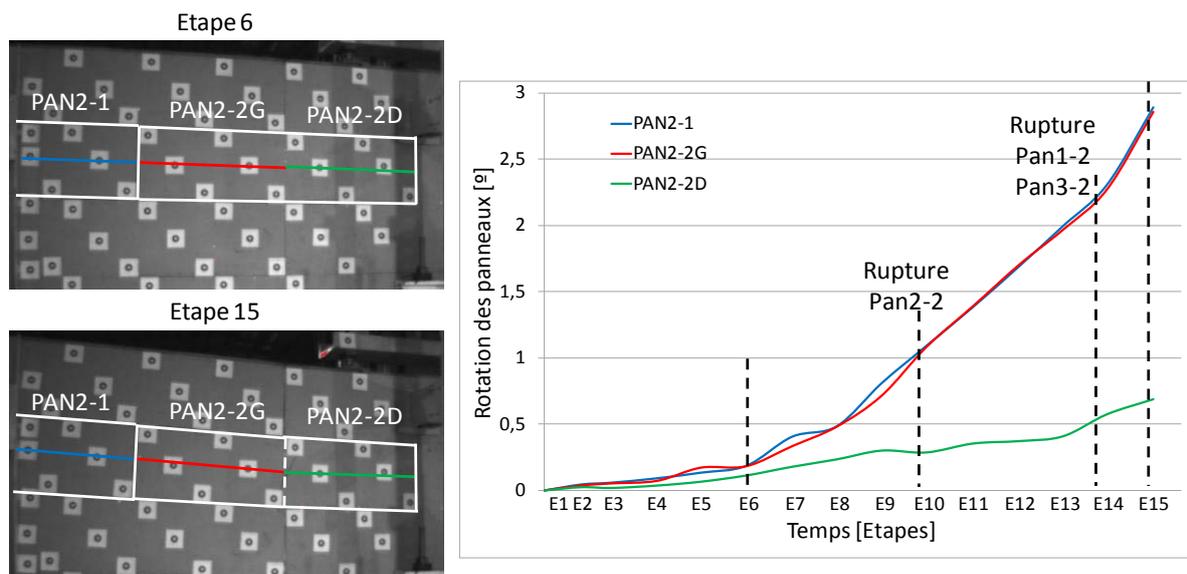


Figure III-38. Evolution de la rotation des panneaux PAN2-1 et PAN2-2 du plancher 1.

L'exploitation des déplacements des cibles permet de quantifier leurs rotations. La **Figure III-38** montre l'évolution de la rotation des panneaux PAN2-1 et PAN2-2 du plancher 1 en fonction des étapes de chargement. Dans cette figure, le panneau PAN2-2 a été divisé en deux sections (gauche PAN2-2G et droite PAN2-2D). Ainsi, trois courbes décrivent l'évolution de la rotation de chaque panneau analysé. On observe ainsi que la rotation du panneau PAN2-1 et celle de la partie gauche du panneau PAN2-2 sont quasiment équivalentes durant les 15 étapes de l'essai. Cependant la partie PAN2-2D présente une rotation moins importante. Ceci met en évidence

l'effort de flexion qui agit sur ce panneau. En outre, on remarque qu'après la rupture des panneaux *PAN1-2* et *PAN3-2*, la partie droite du panneau *PAN2-2* montre une rotation plus importante.

En plus, un glissement entre les panneaux et la poutraison a été observé. L'exploitation du capteur de déplacement *G-PP* donne un indice du glissement relatif entre les panneaux. La **Figure III-39** présente l'évolution de la force totale appliquée au plancher en fonction du glissement entre les panneaux *PAN1-3* et *PAN2-4*. Cette figure révèle que le glissement entre les panneaux présente un comportement analogue à celui des planchers (cf. **Figure III-24** et **Figure III-25**). Ainsi, ce glissement relatif montre un comportement non-linéaire avec une importante déformation permanente lors de différents cycles. En comparaison aux résultats du plancher 1, le plancher 2 présente un glissement relatif plus important.

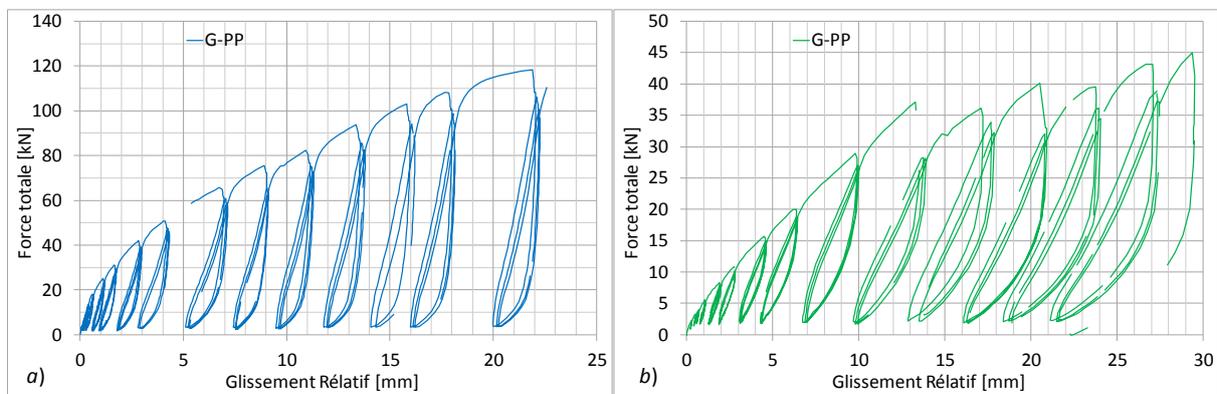


Figure III-39. Evolution de la force totale en fonction du glissement relatif entre les panneaux *PAN1-3* et *PAN2-4*. a) plancher 1. b) plancher 2.

III.3.3 Evolution du contact entre les panneaux

Les translations et rotations relatives entre panneaux conduisent à une ouverture ou fermeture des jeux. Cette fermeture de jeu peut induire un transfert des efforts par contact entre panneaux. Pour le plancher 2, la **Figure III-40** montre l'évolution des jeux entre les panneaux *PAN4-2* et *PAN4-3*, cf. **Figure III-6**. Les capteurs de déplacements *JP-S* et *JP-I* indiquent une diminution du jeu dans la partie supérieure et un écartement dans la partie inférieure des panneaux. Le jeu initial dans la partie supérieure de ces panneaux était de 3,5mm (cf. **Figure III-8**). La courbe *JP-S* montre un changement net de la pente de son enveloppe pour un déplacement de 3,2mm, ainsi qu'une diminution d'environ 75% de l'amplitude de déplacement entre les séquences 8 et 10 qui correspondent pourtant à un accroissement de 200% de la sollicitation. L'enveloppe de la courbe *JP-I* présente elle aussi une rupture de pente pour les mêmes étapes, sans réduction de l'amplitude des déplacements cycliques. Ces observations montrent que le contact et la rupture des premiers panneaux apparaissent dans la même étape, début d'étape 10. Le contact

s'accompagne d'une diminution de l'amplitude des déplacements $JP-S$, sans toutefois s'accompagner d'une augmentation des déplacements $JP-I$ (ouverture du jeu) qui se répartissent dans les nouvelles fissures intra panneaux. La **Figure III-41** montre quelques exemples de l'endommagement dans les zones de contact entre les panneaux.

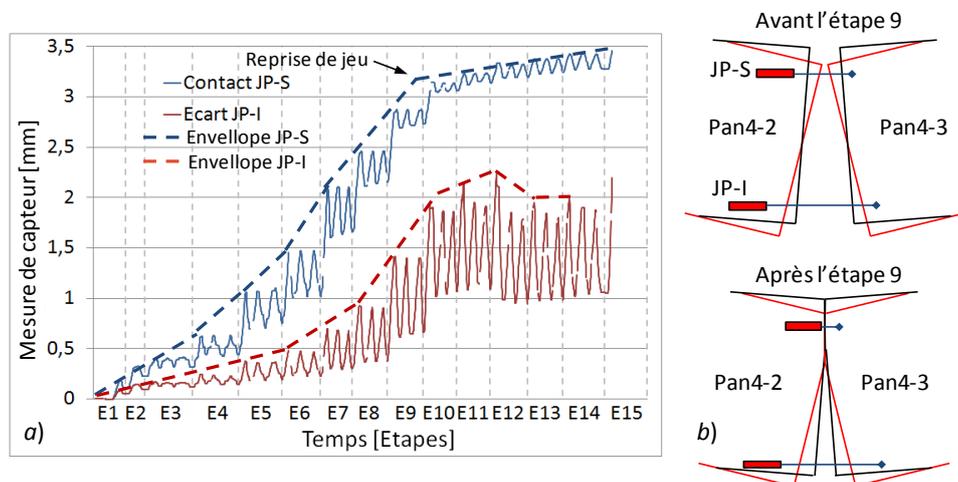


Figure III-40. Evolution des jeux entre les panneaux PAN4-2 et PAN4-3 pour le plancher 2, a) mesure des capteurs JP-S (diminution du jeu) et JP-I (écartement des panneaux), b) position des capteurs et cinématique des panneaux.

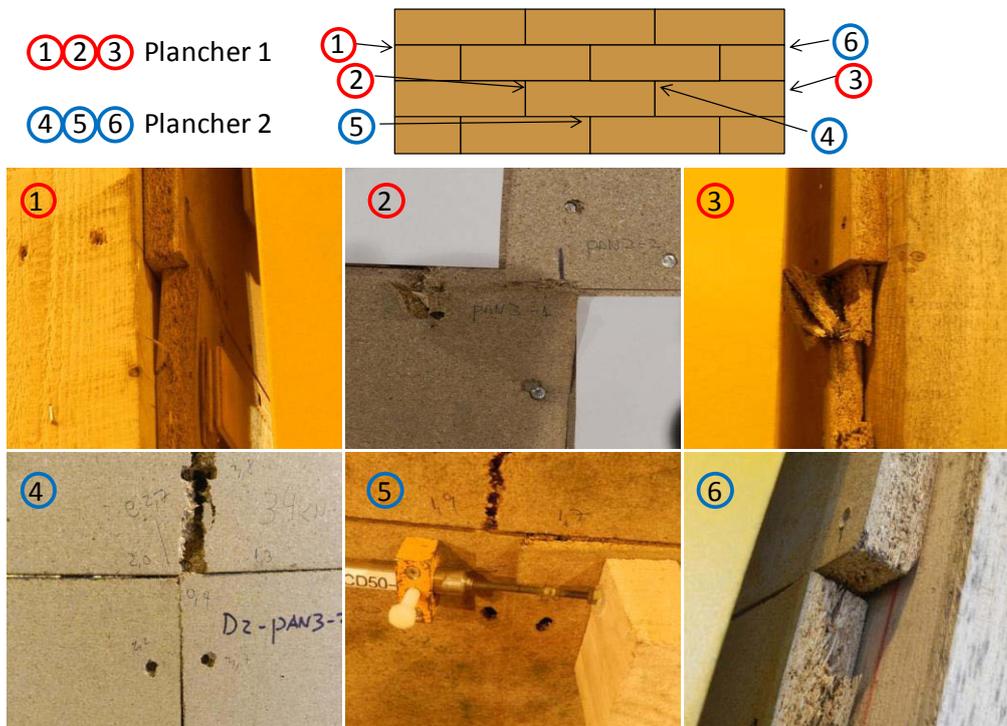


Figure III-41. Rupture due à l'écrasement des panneaux dans les zones de contact (coins de panneaux).

III.3.4 Déformation de la poutraison

La poutraison présente une importante capacité de déformation. Les poutres de chaînage se déforment en flexion dans le plan du plancher. Cette déformation est symétrique par rapport à la mi-portée où se trouve son maximum. La **Figure III-42** présente la déformée de la poutre de chaînage inférieure des deux planchers pour différents niveaux de chargement. Cette déformée est tracée à partir d'une courbe de tendance polynomial de grade 4.

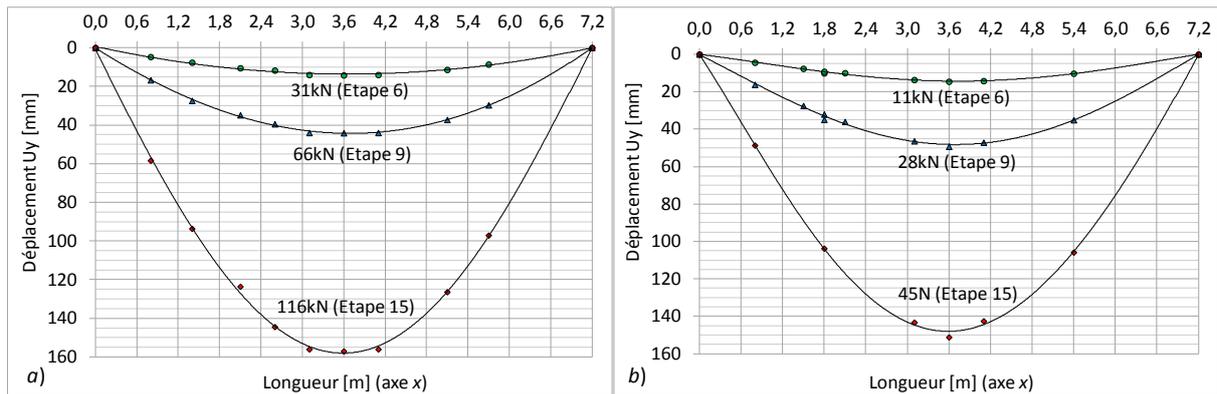


Figure III-42. Déformée des poutres de chaînage CHA-B dans le plan x-y. a) Plancher 1. b) Plancher 2.

Les assemblages entre les poutres de chaînage et les solives des deux planchers montrent un comportement semi-rigide. La **Figure III-43** montre l'effet de la semi-rigidité des assemblages solives-chaînage. Sur cette figure, on observe une rotation différentielle entre la solive et la poutre de chaînage. Cette rotation évolue en fonction de la position des solives par rapport à la mi-portée du plancher. De cette manière, l'angle de rotation trouve son maximum au niveau des poutres de rive et il décroît progressivement vers le centre du plancher. La **Figure III-44** illustre les degrés de rotation des assemblages de deux solives par rapport aux poutres de chaînage.

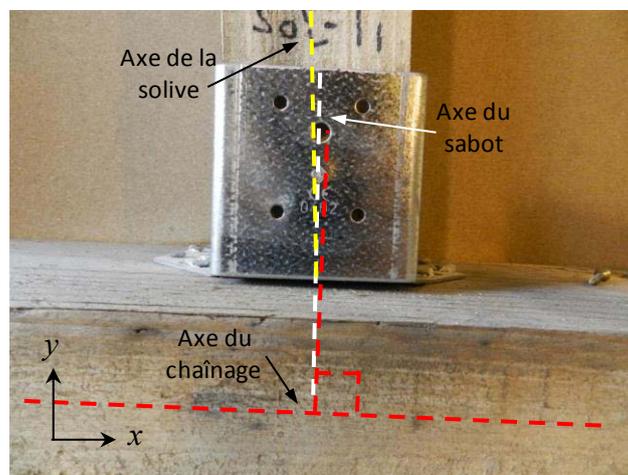


Figure III-43. Déformation résiduelle des assemblages solive-chaînage, SOL-11 du plancher 2.

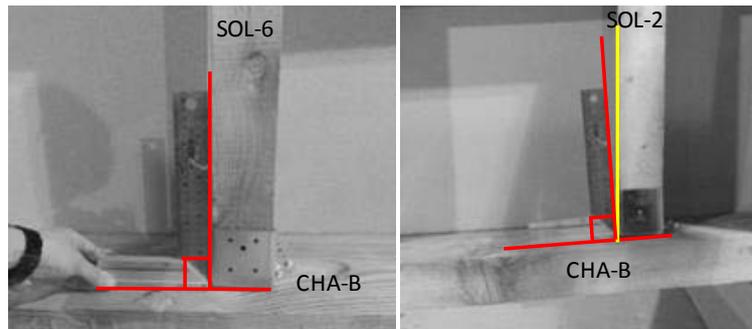


Figure III-44. Rotation des solives SOL-2 et SOL-6 par rapport au poutre CHA-B du plancher 1 (déformation résiduelle).

La connexion entre les entretoises et les solives du plancher 1 montre une faible rigidité de rotation par rapport aux assemblages solive-chaînage. En effet, cette connexion (clous lardés) peut être considérée comme une rotule. En conséquence une rotation des entretoises par rapport aux solives est constatée. La **Figure III-45** montre la déformation de deux entretoises situées dans la rangée 2. La rotation des entretoises par rapport aux solives trouve son maximum au droit des solives de rive et elle décroît vers la mi-portée du plancher. La déformée résiduelle du plancher 1 montre que les trois rangées d'entretoises présentent un comportement identique.

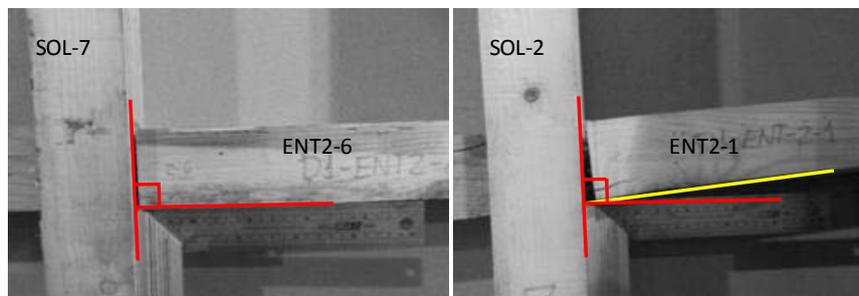


Figure III-45. Rotation des entretoises ENT2-1 et ENT2-6 par rapport aux solives du plancher 1 (déformation résiduelle)..

Malgré la grande déformée présentée par les planchers, aucun endommagement important n'a été observé dans les poutres de chaînage, les solives ou les entretoises. La **Figure III-46** illustre la déformée générale de la poutraison.

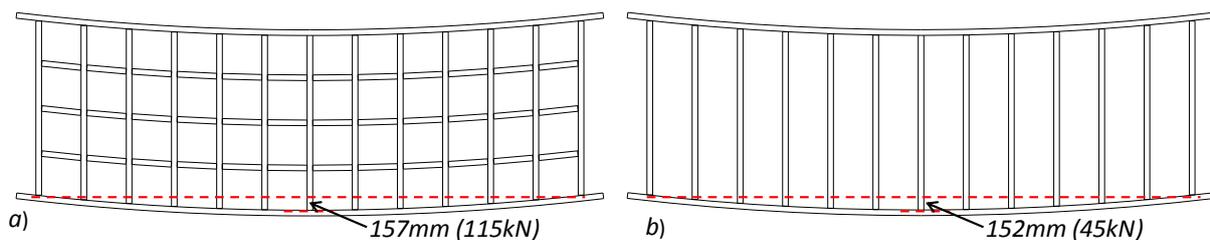


Figure III-46. Déformation globale de la poutraison (vue du côté poutraison). a) Plancher avec entretoises. b) Plancher sans entretoises.

III.3.5 Déplacements et rotation hors plan

Les planchers sollicités dans leur plan ne présentent pas de plan moyen au sens de la théorie des poutres, cf. **Figure III-47**. Toutefois, le système d'application de charge a été centré sur l'axe de la poutre de chaînage supérieure. Ceci induit un déplacement hors plan du plancher. La structure de contreventement central limite ce déplacement dans la zone proche de l'application de charge. Cependant la zone inférieure du plancher (poutre de chaînage *CHA-B*) reste libre. En conséquence, un important déplacement hors plan a été observé dans cette zone (cf **Figure III-48**). Ces déplacements sont relevés par le système de vidéométrie, ainsi un profil longitudinal des déplacements hors plan a été tracé. La **Figure III-49a** présente le profil longitudinal de la poutre de chaînage *CHA-B* de deux planchers. Ces profils sont tracés pour 3 niveaux de chargement.

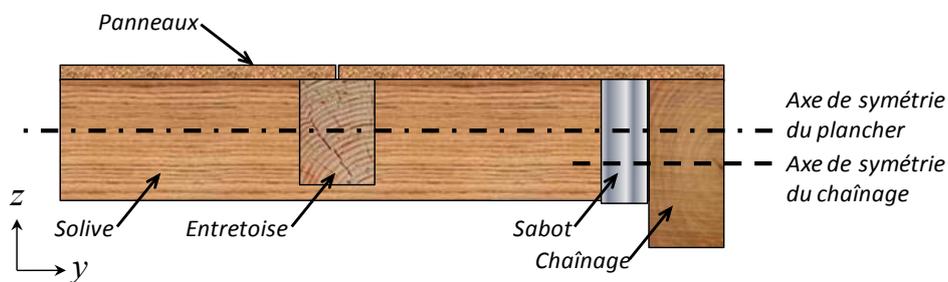


Figure III-47. Section transversale du plancher avec entretoises.

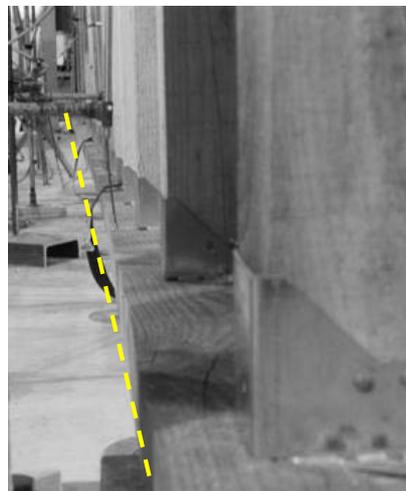


Figure III-48. Déformation hors plan, vue de la poutre *CHA-B* (plancher 1).

La **Figure III-49a** montre que pour une charge de 31kN (étape 6), la poutre *CHA-B* du plancher 1 présente un déplacement hors plan maximal de 22mm à mi-portée. Ce déplacement devient plus important au fur et à mesure que le chargement augmente. Ainsi pour une charge de 116kN (Etape 15), ce déplacement est de 80mm. Le plancher 2 montre le même type de comportement (**Figure III-49b**). Ainsi pour une charge de 11kN (étape 6) et 45kN (étape 15) les déplacements

hors plan sont respectivement de 7mm et 45mm. Ainsi, le rapport force/déplacement hors plan est de 1,69kN/mm pour le plancher 1 et de 1,65kN/mm pour le plancher 2 (valeurs calculées pour l'étape 9). Cependant, le plancher 2 étant moins résistant, il présente des déplacements hors plan moins importants à la fin de l'essai (charge appliquée plus faible).

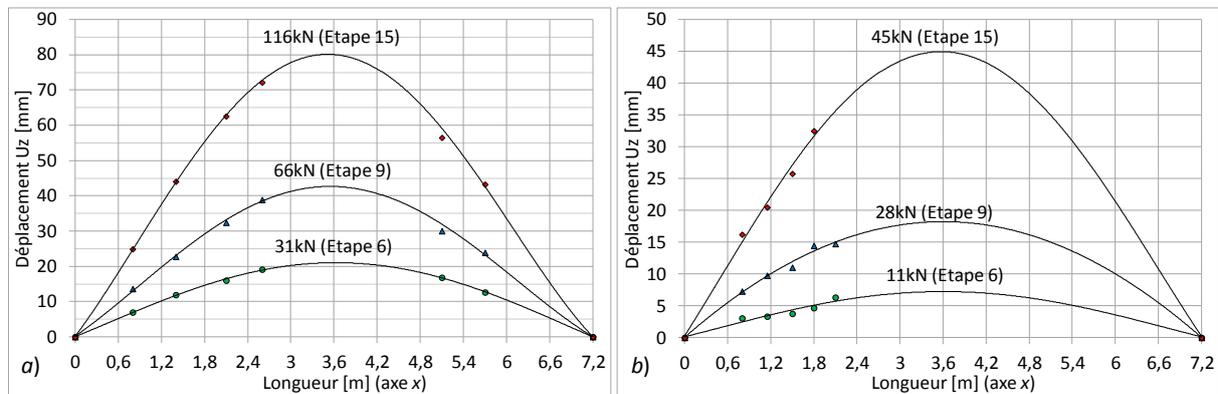


Figure III-49. Profils longitudinaux des déplacements hors plan de la poutre CHA-B pour 3 niveaux de chargement. a) Plancher 1. b) Plancher 2.

Afin de déterminer le mode de déplacement hors plan, des profils longitudinaux à différentes hauteurs sur les planchers ont été tracés. Ces profils correspondent à un chargement de 116kN et ils sont tracés à partir des lectures des cibles placées sur les panneaux. La **Figure III-50** montre les résultats obtenus pour le plancher 1 (le plancher 2 présente un comportement similaire).

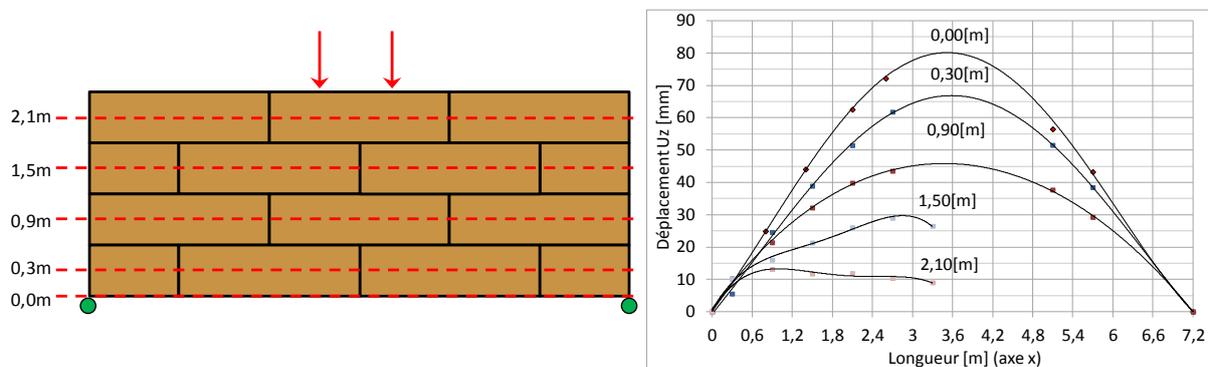


Figure III-50. Profils longitudinaux de déplacement hors plan sur différentes hauteurs (plancher 1).

La **Figure III-50** rend compte du fait que les déplacements hors plan sont maximaux dans la partie inférieure des planchers. En plus, on note que les profils sur les hauteurs 1,5m et 2,1m montrent que les déplacements hors plan diminuent dans la zone centrale supérieure du plancher. Cependant un déplacement de 10mm est observé (profil 2,1m). Ce déplacement correspond à la reprise de jeu entre le plancher et le système de contreventement.

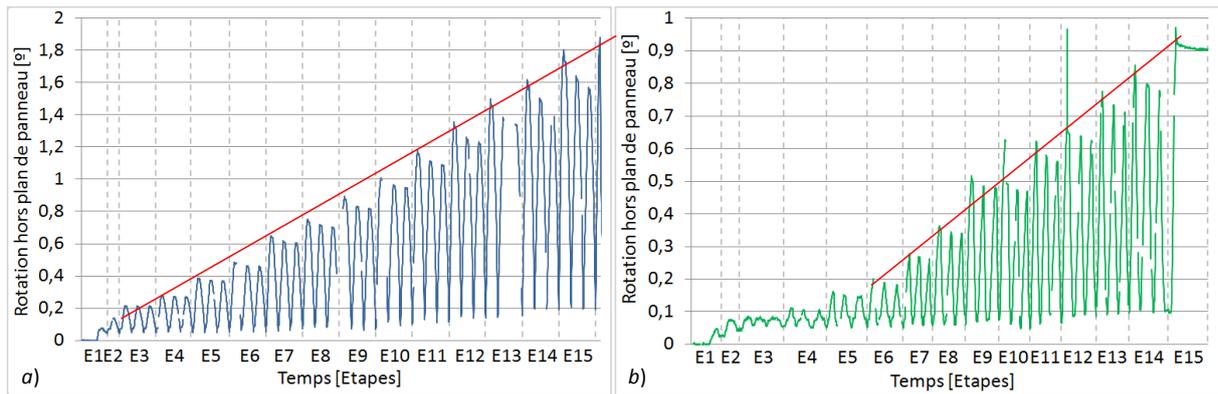


Figure III-51. Relevés des inclinomètres a) plancher 1. b) plancher 2.

La **Figure III-51** présente l'évolution des mesures des inclinomètres INC-1 (placés sur le panneau supérieur) des deux planchers. Elle révèle une évolution progressive de la rotation avec le chargement. Par ailleurs, on peut noter que pour les deux planchers, les mesures des 4 inclinomètres sont quasiment identiques ; ceci indique que les planchers présentent une rotation uniforme dans leur largeur (sur la hauteur). A partir des dimensions des planchers, la lecture des inclinomètres permet d'estimer le déplacement hors plan. De cette manière, pour l'étape 15, les déplacements maximaux hors plan sont de 75mm pour le plancher 1 et de 40mm pour le plancher 2. Ces valeurs sont cohérentes par rapport aux résultats montrés dans la **Figure III-49**.

III.3.6 Orientation des efforts sur la connexion panneaux-poutraison

Après les essais des planchers, une analyse de la déformée de la connexion panneaux-poutraison a été réalisée. Pour cela, les panneaux du côté inférieur gauche ont été retirés sans modifier l'état des clous. Cette étude permet ainsi de déterminer la direction et l'amplitude du déplacement résiduel des connecteurs. La **Figure III-52** montre la section étudiée des planchers et illustre la déformation des clous. L'analyse des images permet de mesurer la direction et l'amplitude des déplacements des clous (cf. **Figure III-53**). Les flèches présentées dans cette figure indiquent la direction et l'amplitude du déplacement résiduel de la tête des clous. A titre d'exemple, le déplacement du clou N°1 est de 22,3mm pour le plancher 1 et de 9mm pour le plancher 2. Pour mieux visualiser le déplacement, les longueurs des flèches (amplitudes) du plancher 2 sont multipliées par un facteur de 2.

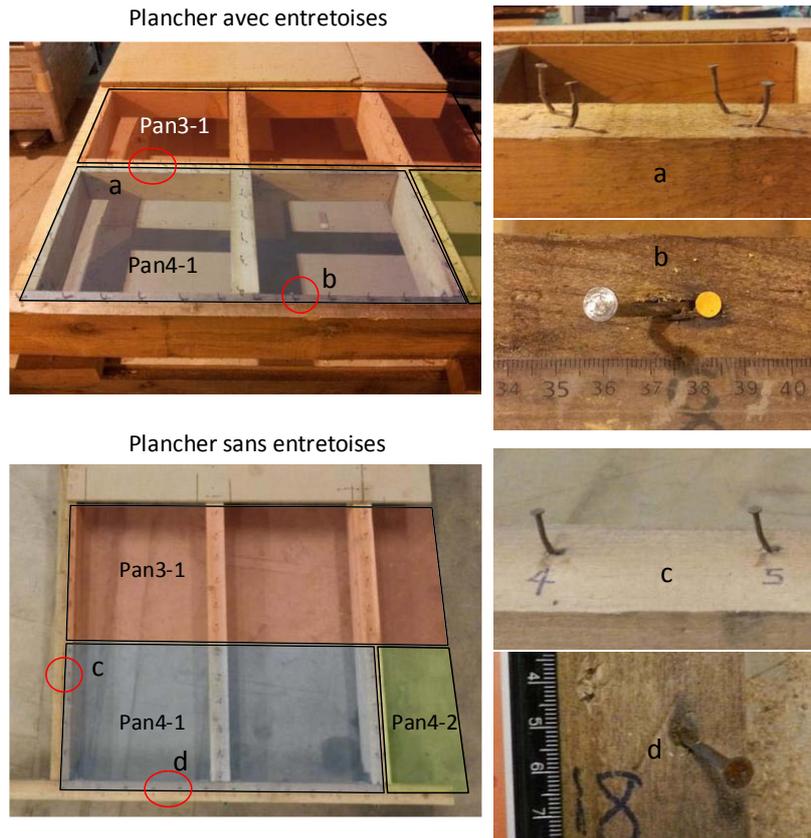


Figure III-52. Section des planchers analysés et exemples de déformation des clous.

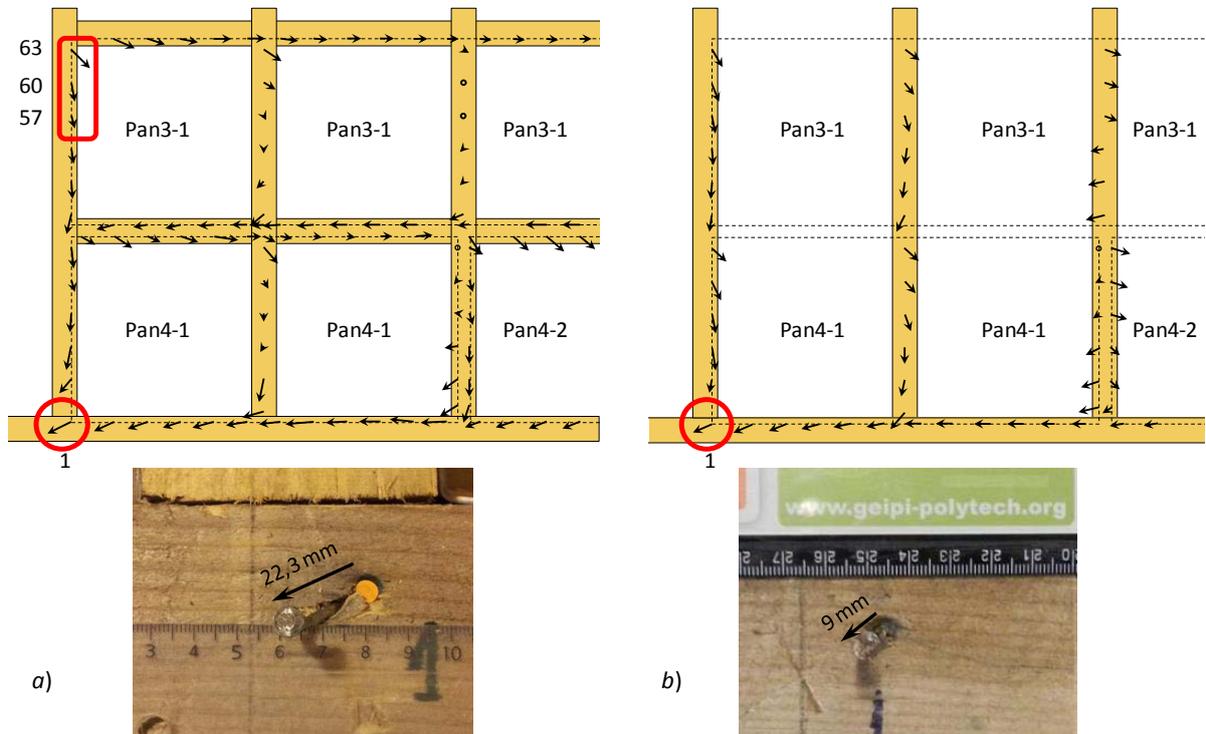


Figure III-53. Direction de la sollicitation des clous dans la zone inférieure droite des planchers. a) Plancher 1. b) Plancher 2.

La **Figure III-53** montre que la direction des déplacements des clous varie en fonction de sa position. La distribution de la sollicitation des connecteurs placés aux bords du plancher 2 (poutre de chaînage et solive de rive) est quasi identique à celle du plancher 1. Cependant, les connecteurs situés sur les solives du plancher 2, présentent une déformation résiduelle plus importante que ceux du plancher 1. Ceci peut être expliqué par le fait que pour le plancher 2, les efforts repris originalement pour les connecteurs placés sur les entretoises sont maintenant repris par les connecteurs sur les solives.



Figure III-54. Déformation des clous sollicités perpendiculairement aux sens des fibres du bois.

On peut observer (cf. **Figure III-53**) que plusieurs clous sont sollicités dans une direction perpendiculaire aux fibres du bois du solivage. Ceci génère des efforts de traction perpendiculaire au fil sur les éléments de la poutraison. En conséquence, une rupture du bois a été observée sur les connecteurs de la zone supérieure gauche du panneau *PAN3-1* (**Figure III-54**) La rupture du bois est en lien direct avec la distance des clous aux bords du solivage où pour de grandes distances, ce type de ruine ne se produit pas. Cependant, un autre type de rupture lié à ces déplacements de clous a été remarquée (cf. **Figure III-55a**). En effet, lorsque la tête est sollicitée vers l'intérieur des panneaux, le corps des clous pousse le bord des panneaux au vide. En conséquence, une rupture par traction locale se produit aux bords des panneaux (cf. **Figure III-55b**). Ce comportement, suggère une rigidité et résistance de connexion plus faible, ce qui doit être considérée dans le calcul et dans l'analyse. Cet effet est étudié expérimentalement avec des éprouvettes de cisaillement spécifiques (cf. annexe C). Les résultats de cette étude sont discutés dans la section **IV.2.3** chapitre IV.

A partir des analyses de la rotation des panneaux, de la déformation de la poutraison et de la direction des efforts des clous, un schéma de déformée générale du plancher est dessiné, cf. **Figure III-56**. Ce schéma positionne la déformée des panneaux sur la déformée de la poutraison, de cette manière on observe que ces deux éléments présentent une déformation différentielle.

Ceci peut être attribué à la semi-rigidité de connexion et aussi aux différentes caractéristiques mécaniques des panneaux et des éléments de poutraison.

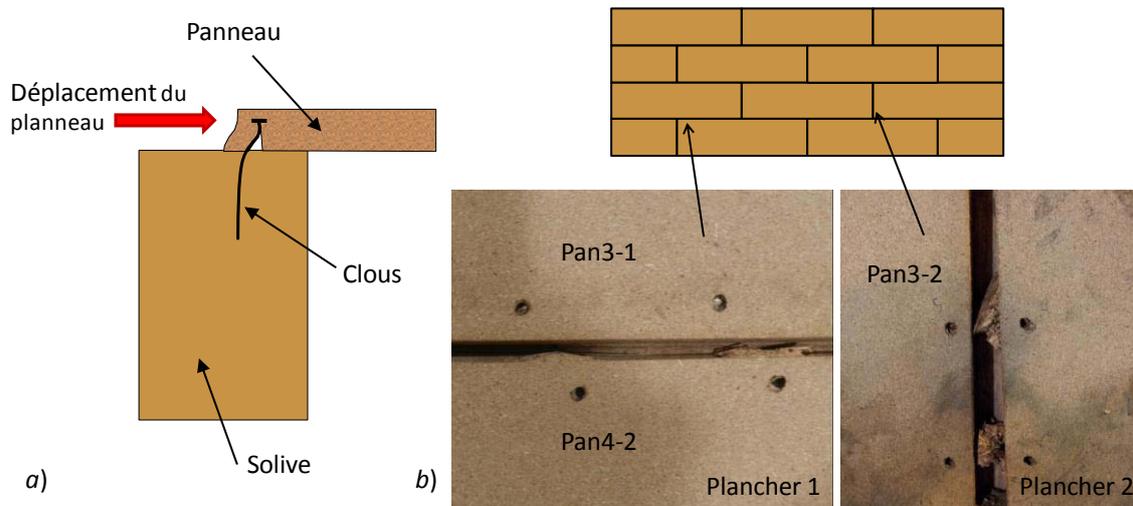


Figure III-55. Rupture localisé de panneau dû au glissement des clous.

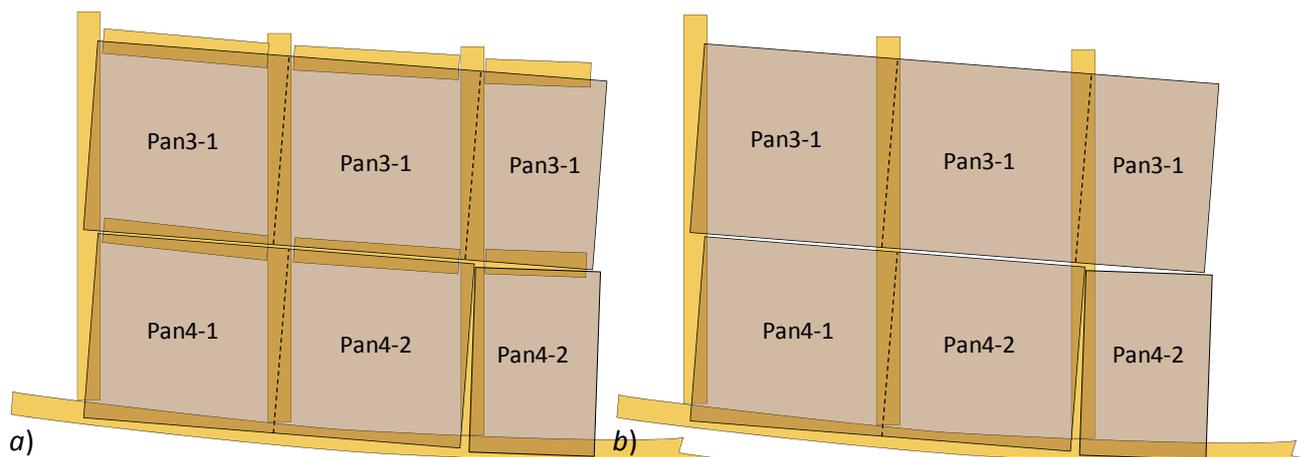


Figure III-56. Exemple de déformée des panneaux et de la poutraison. a) Plancher 1. b) Plancher 2.

III.4 BILAN DU CHAPITRE

Les essais réalisés permettent d'illustrer les comportements globaux et locaux de deux planchers diaphragmes différents en bois. Un résumé des observations réalisées est présenté ci-après :

- La limite élastique des planchers est relativement faible. En conséquence, le comportement mécanique se montre plutôt non-linéaire. Compte tenu des caractéristiques mécaniques du matériau bois, ce comportement est lié principalement aux assemblages du plancher, notamment la connexion panneau-poutraison.
- Le plancher sans entretoises montre une raideur et résistance beaucoup plus faibles que celles du plancher avec entretoises. En effet, ce plancher présente une raideur initiale et une résistance qui correspond à 45% de celles observées pour le plancher avec entretoises (cf. **Figure III-26**).
- Les deux planchers étudiés possèdent une très forte capacité de déformation sans présenter une ruine globale de la structure (150mm à mi-portée). Le mode de ruine le plus important s'est produit au niveau des panneaux. Dans ces éléments, des ruptures par flexion dans le plan ont été observées. Pour les deux planchers, ces ruptures se sont produites dans les mêmes panneaux sous un niveau de déplacement global équivalent (60mm).
- La rupture des panneaux modifie la configuration du calepinage en quinconce du plancher (cf. **Figure III-36**). Ceci se traduit par une perte de résistance sur les deux planchers. Cependant, le plancher sans entretoises se montre beaucoup plus sensible aux ruptures des panneaux.
- La présence des entretoises permet un transfert des efforts de cisaillement horizontal entre les panneaux (suivant la longueur du plancher). Ainsi lorsque le plancher ne comporte pas d'entretoises ces efforts sont repris par les clous placés sur les solives. Ceci augmente la sollicitation sur ces connecteurs. En conséquence le plancher présente un comportement plus souple.
- Des valeurs importantes de déplacement et de rotation des panneaux ont été relevées. Ceci favorise la reprise de jeu entre eux, ce qui se traduit par un transfert des efforts par contact entre les panneaux. Cet effet favorise la raideur de la structure, cependant lorsque la résistance en compression des panneaux est dépassée, des ruptures par écrasement local sont observées.
- La direction de la sollicitation des clous est variable en fonction de leur position dans le plancher (cf. **Figure III-53**). Lorsque la sollicitation est vers l'extérieur des solives ou des entretoises, deux types de ruptures peuvent être observés : une rupture des solives due à une sollicitation de traction perpendiculaire aux fibres et une rupture locale des panneaux par une poussée au vide. Ces effets peuvent réduire la rigidité de connexion entre le panneau et la poutraison. Pour bien estimer cette réduction, une caractérisation mécanique est réalisée en chapitre IV, cf. §IV.2.3.
- L'effet de l'humidité du bois sur le comportement du plancher diaphragme n'a pas été l'objectif principal de cette étude. Cependant, il a été observé que l'exposition des panneaux à l'humidité s'est traduite par une grande variation dimensionnelle et une perte de résistance de ces éléments (cf. **Tableau III-2**). La variation dimensionnelle affecte le jeu entre les panneaux et de cette manière le transfert des efforts par contact. Aussi, la perte de résistance des panneaux affecte la rigidité de connexion. Ainsi, une étude spécifique de ces variables permettra de déterminer son effet sur le comportement global des planchers.

CONCLUSION DU CHAPITRE III

Le chapitre III présente une campagne expérimentale consistant en la réalisation d'essais de flexion à échelle réelle sur deux planchers en bois. Ainsi, deux types de planchers sont étudiés : avec et sans entretoises. Ces deux planchers sont testés dans les mêmes conditions pour évaluer l'influence des entretoises sur le comportement global des planchers.

Les essais de flexion sont réalisés par application d'une charge en deux points dans le plan des planchers. Afin de caractériser le comportement mécanique des planchers, deux systèmes de mesure des déplacements ont été mis en place : Capteurs de déplacement LVDT et système de vidéométrie. En plus, une caractérisation mécanique des éléments qui composent les plancher a été réalisée. Ainsi, des essais de compression ont été conduits sur des échantillons de bois. En Outre, des essais de cisaillement sur des éprouvettes de connexion panneau-poutraison ont permis de déterminer les caractéristiques locales de ces assemblages.

Les résultats obtenus montrent que les planchers présentent un comportement non-linéaire très marqué. Ce type de comportement peut être attribué principalement à la connexion panneau-poutraison. En outre, le plancher avec entretoises présente une rigidité et une résistance approximativement 2,5 fois plus importantes que celles des planchers sans entretoises. Ceci peut être expliqué par le fait que lorsque le plancher ne porte pas d'entretoises, les panneaux sont connectés uniquement aux solives. Ces observations suggèrent que le comportement mécanique global est fortement piloté par les caractéristiques mécaniques de la connexion panneau-poutraison.

Lors des essais, des ruptures par flexion ont été observées sur les panneaux les plus proches à la mi-portée. Cette rupture présente la même allure sur les deux planchers étudiés et se sont développées sous des niveaux de déplacements globaux équivalents. Néanmoins, le plancher sans entretoises se montre plus sensible à ce phénomène où, après ces ruptures, une perte de résistance beaucoup plus importante est remarquée. En plus des ruptures des panneaux par flexion, deux types d'endommagements localisés aux bords des panneaux ont été observés. L'un correspond à l'écrasement des panneaux dû à la mise en contact, l'autre au fendage des panneaux produit par le déplacement des clous dans la direction des bords chargés. Ce dernier type de rupture, suggère une modification de la rigidité de connexion panneau-poutraison. Cependant pour quantifier cet effet, une étude spécifique doit être conduite.

L'analyse des données apportés pour les mesures montre que les deux planchers présentent des modes similaires de déformation. Une grande rotation et déplacement des panneaux ont été observés. En plus, les poutres de chaînage ont présenté une importante déformation par flexion.

Cependant on observe une déformation différentielle entre la poutraison et les panneaux. Cet effet est lié à la semi-rigidité de la connexion panneaux-poutraison.

Enfin, le comportement mécanique global montré pour les deux planchers est cohérent avec ce qui a été proposé par les expériences existantes (§1.2). Les résultats apportés par cette étude expérimentale sont comparés à ceux obtenus par les modèles numériques et analytiques exposés dans les chapitres précédents. Cette confrontation permettra de valider les méthodes d'analyse en vue de les utiliser en tant que références pour une étude paramétrique permettant de mieux comprendre le comportement mécanique des planchers diaphragmes.

CHAPITRE IV

ETUDE NUMERIQUE DES PLANCHERS DIAPHRAGMES

- III-1** Validation des modèles numérique et analytique
- III-2** Etude de sensibilité du modèle
- III-3** Mise en application des approches numériques

INTRODUCTION DU CHAPITRE IV

Ce chapitre présente une mise en application des modèles numériques développés dans le chapitre II. La modélisation est d'abord appliquée aux planchers testés expérimentalement dans le chapitre III en vue de valider le modèle numérique. Comme pour le chapitre II, une comparaison est menée entre le modèle numérique et la formulation analytique. Le principal objectif de ce chapitre est de valider les approches de modélisation numérique et de déterminer leurs limitations ainsi que les éléments permettant d'améliorer leur validité. Ce chapitre est organisé en trois parties.

Dans un premier temps, une comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux est réalisée. Les paramètres de calage des approches numériques et analytiques correspondent aux résultats obtenus par les essais élémentaires de caractérisation présentés au chapitre III. L'approche numérique exploitée dans cette partie correspond au modèle détaillé. Les critères de comparaison considérés sont les caractéristiques de raideur, les déplacements des différents éléments des planchers ainsi que la distribution des efforts et des contraintes dans les panneaux.

La deuxième partie du chapitre présente une analyse de sensibilité du modèle numérique détaillé et de l'approche analytique sélectionnée. Ainsi, des variations de propriétés mécaniques des composants basées sur les observations expérimentales complémentaires sont étudiées.

La dernière partie consiste en l'application du modèle numérique simplifié. Dans un premier temps, une validation par rapport au modèle détaillé est présentée. Ensuite, différentes configurations de planchers avec trémie sont analysées en termes de déplacements à mi-portée.

IV.1 VALIDATION DES MODELES NUMERIQUE ET ANALYTIQUE

Afin de valider la modélisation numérique présentée dans le chapitre II, une comparaison de ses résultats avec ceux des essais de flexion est menée. Deux modèles numériques sont créés en utilisant le logiciel *Cast3m*. La configuration géométrique considérée représente celles des planchers testés. Dans un premier temps, les caractéristiques mécaniques affectées à chaque composant correspondent aux valeurs moyennes issues des essais de caractérisation (cf. §III.1.2). Ainsi, pour la poutraison, la valeur de 10GPa est retenue pour le module de Young dans la direction parallèle au fil. Pour les panneaux, le module de Young considéré est de 1,46GPa et le module de cisaillement est de 0,42GPa. La loi force-glissement retenue pour la connexion panneau-poutraison (cf. **Figure IV-1**) correspond à la courbe médiane du fuseau des essais de cisaillement présentés en §III.1.2. Pour les jeux entre panneaux, une valeur de 1mm est choisie pour le plancher 1 et une de 1,5mm pour le plancher 2.

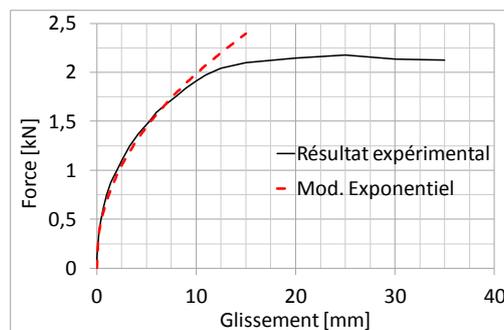


Figure IV-1. Loi force-glissement des connecteurs considérée dans le modèle (Comportement par clou)

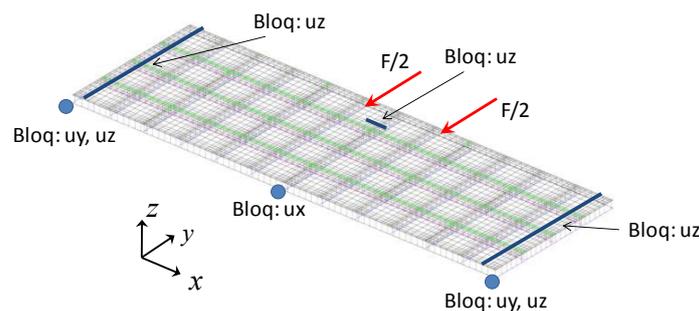


Figure IV-2. Modèles numériques et conditions limites appliquées.

La formulation analytique exposée dans le paragraphe §I.3.1 (cf. **Eq. I-44**) est appliquée aux planchers étudiés avec quelques modifications pour tenir compte des conditions limites des essais. De plus, le comportement non-linéaire des connecteurs, modélisé par une loi du type exponentielle (cf. **Eq. IV-1**), est calé sur le comportement moyen de l'assemblage cloué (**Figure IV-1**). Les conditions limites appliquées aux modèles, correspondent à celles des essais de flexion des planchers diaphragmes (cf. **Figure IV-2**).

$$F = 0,685e_n^{0.4619}$$

Eq. IV-1

IV.1.1 Courbe force-déplacement dans le plan

Plancher 1, avec entretoises

La **Figure IV-3** présente les résultats expérimentaux, analytiques et numériques du plancher 1. Ces résultats sont présentés sous forme de courbes force-déplacement monotones ou enveloppe d'essais cycliques. La partie *b* de la **Figure IV-3** détaille le comportement mécanique pour les 14 premiers millimètres de déplacement. Elle présente également les raideurs initiales et les forces de limite élastique (f_{ya} , f_{yn}) définies avec la même démarche que le chapitre III. Le **Tableau IV-1** synthétise ces différentes valeurs ainsi que les écarts en pourcentage des résultats numériques et analytiques par rapport aux valeurs expérimentales.

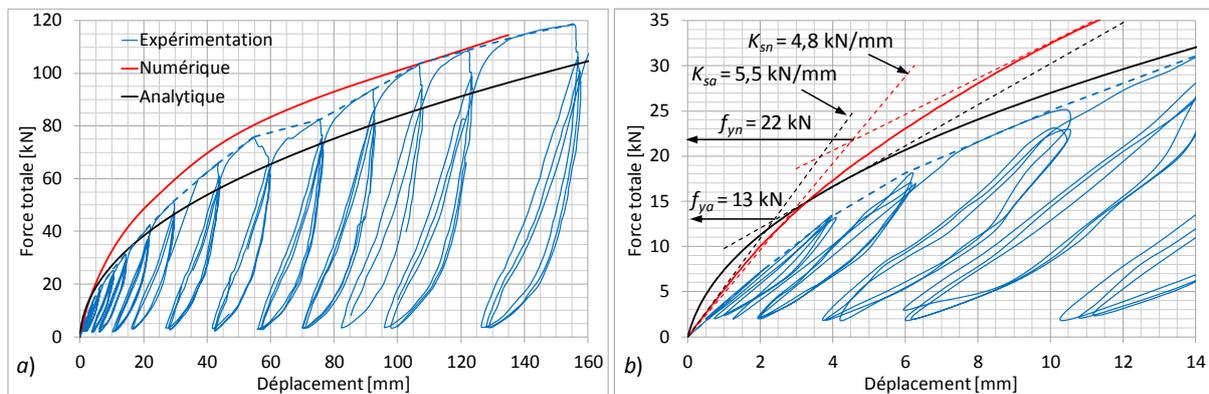


Figure IV-3. Courbes force-déplacement expérimentales, numériques et analytiques du plancher 1. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

Tableau IV-1. Raideur initiale et limite élastique du plancher 1 (essais, MEF, analytique).

Plancher 1	Essai	Modèle MEF	Analytique
Raideur initiale [kN/mm]	3,5	4,8 (+37%)	5,5(+57%)
Limite élastique [kN]	18	22(+22%)	13 (-28%)

La **Figure IV-3** montre que la méthode analytique donne une raideur plus élevée que celle mesurée jusqu'à une charge de 35 kN. Au-delà de cette charge, la méthode analytique commence à donner une raideur tangente plus faible.

Le modèle numérique représente bien le comportement global du plancher. Cependant, contrairement à l'approche analytique, ce modèle donne une raideur tangente plus élevée que celle mesurée durant toutes les phases de chargement (cf. **Figure IV-3**).

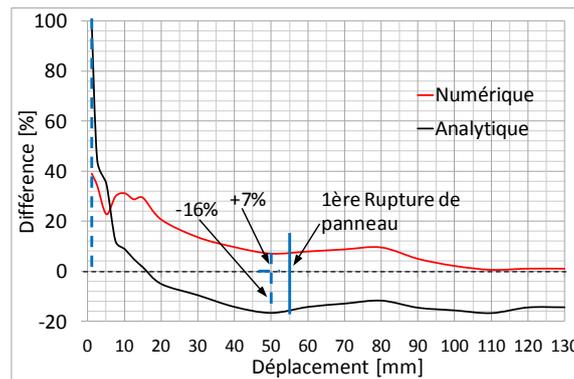


Figure IV-4. Evolution de la différence des raideurs sécantes entre modèles (numérique et analytique) et essai (plancher 1).

Afin de quantifier les différences entre les modèles, numérique et analytique, en prenant en compte le comportement non-linéaire du plancher, une comparaison de la raideur sécante est réalisée en observant les écarts par rapport aux valeurs expérimentales (**Figure IV-4**). Ces écarts sont tracés en fonction du déplacement global du plancher. Ainsi, pour un déplacement global de 1mm, l'approche analytique donne une raideur sécante deux fois plus élevée que la valeur expérimentale. (écart de 100%). Ceci est dû au fait que cette méthode modélise la loi force-glissement des connecteurs par une loi exponentielle qui ne représente pas de phase linéaire (cf. **Figure IV-3b**). Ensuite, le déplacement du plancher augmente progressivement, et la raideur sécante calculée analytiquement se rapproche régulièrement de la valeur expérimentale (égalité pour un déplacement global de 15mm). Au-delà de cette valeur, la formulation analytique donne des rigidités plus faibles que l'essai. Ainsi, pour un déplacement de 50mm du plancher (avant rupture des panneaux), la différence est de -16%.

Le modèle numérique présente lui aussi une plus grande raideur en début de chargement. Ainsi pour un déplacement de 1mm ce modèle prévoit une raideur sécante de 39% plus importante que l'expérimentation. Contrairement aux résultats analytiques, cette différence reste toujours positive et elle diminue progressivement pour atteindre une valeur de +7% avant la rupture des panneaux.

Plancher 2, sans entretoises

Pour le plancher sans entretoises, la formulation analytique prévoit forfaitairement un comportement trois fois plus souple que celui du plancher avec entretoises (cf. §I.3.3). La **Figure IV-5** présente les résultats obtenus pour le plancher 2. Le **Tableau IV-2** synthétise les valeurs analytiques, numériques et expérimentales pour les rigidités initiales et les forces de limite élastique (f_{y0} , f_{ym}). L'approche analytique, comme le modèle numérique, sous-estime les déplacements, cependant la méthode numérique présente des résultats plus proches des observations expérimentales. Comme constaté pour le plancher 1, la méthode analytique ne

montre pas de phase linéaire. A noter que les approches numérique et analytique ne représentent pas l'effet de la rupture des panneaux. Ainsi, les trois approches sont comparées seulement jusqu'à un déplacement de 65mm.

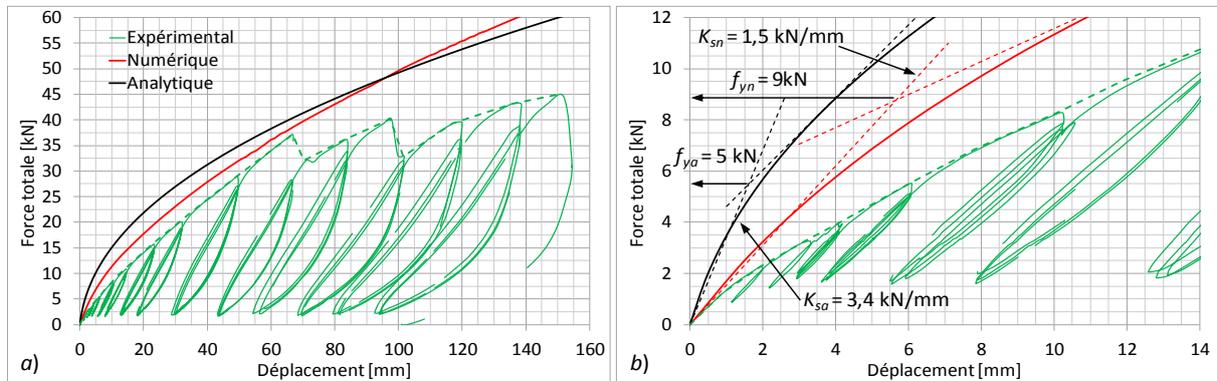


Figure IV-5. Courbes force-déplacement expérimentales, numériques et analytiques du plancher 2. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

Tableau IV-2. Raideur initiale et limite élastique du plancher 2 (essais, MEF, analytique).

Plancher 2	Essai	Modèle MEF	Analytique
Raideur initiale [kN/mm]	1,5	1,5	3,4(+127%)
Limite élastique [kN]	3,8	9(+140%)	5 (+32%)

La **Figure IV-6** montre l'évolution de la raideur sécante des modèles, analytique et numérique, par rapport à la mesure expérimentale pour le plancher 2. La méthode analytique donne les raideurs sécantes les plus élevées. Les différences les plus importantes sont observées en début d'essai. Ainsi pour un déplacement de 1mm, cette approche calcule une raideur sécante 2,7 fois plus importante que celle observée expérimentalement (écart de 170%). Cette valeur diminue progressivement pour atteindre une différence de 12% (60mm de déplacement, juste avant la première rupture de panneau). Le modèle numérique présente les mêmes tendances que l'approche analytique, cependant l'écart de rigidité par rapport à l'expérimentation est limité à 49 % en début d'essai (déplacement de 2,5mm) et 5% pour un déplacement de 60mm.

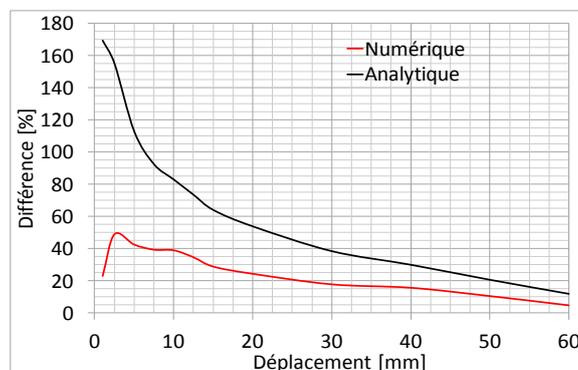


Figure IV-6. Evolution de la différence des raideurs sécantes entre modèles (numérique et analytique) et essai (plancher 2)

IV.1.2 Modes de déformation et contraintes dans les panneaux

Déplacements des panneaux

Dans le chapitre III, une analyse des déplacements mesurés des planchers a été réalisée. La comparaison de ces déplacements avec ceux des modèles numériques montre des évolutions comparables des planchers testés (1 et 2). Ainsi, l'illustration des comparaisons est effectuée seulement pour le plancher 1. La **Figure IV-7** illustre la déformée globale des panneaux du plancher 1 issue de la modélisation numérique.

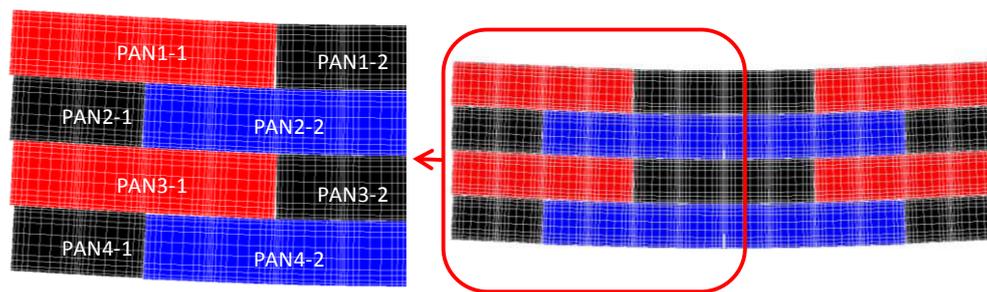


Figure IV-7. Déformée numérique des panneaux du plancher 1 pour un chargement de 115kN (135mm de flèche à mi-portée).

On note que le modèle numérique représente bien la déformée globale des panneaux. Les effets de glissement et de contact entre les panneaux présentés par ce modèle correspondent à ce qui a été observé expérimentalement. La comparaison des déplacements, des cibles placées dans les panneaux, avec leurs points correspondants du modèle MEF montre les bonnes capacités du modèle (**Figure IV-8**). Les positions des cibles et les déplacements (suivant l'axe y) sont indiqués (essai et modèle MEF) pour une charge de 65kN (avant rupture des panneaux).

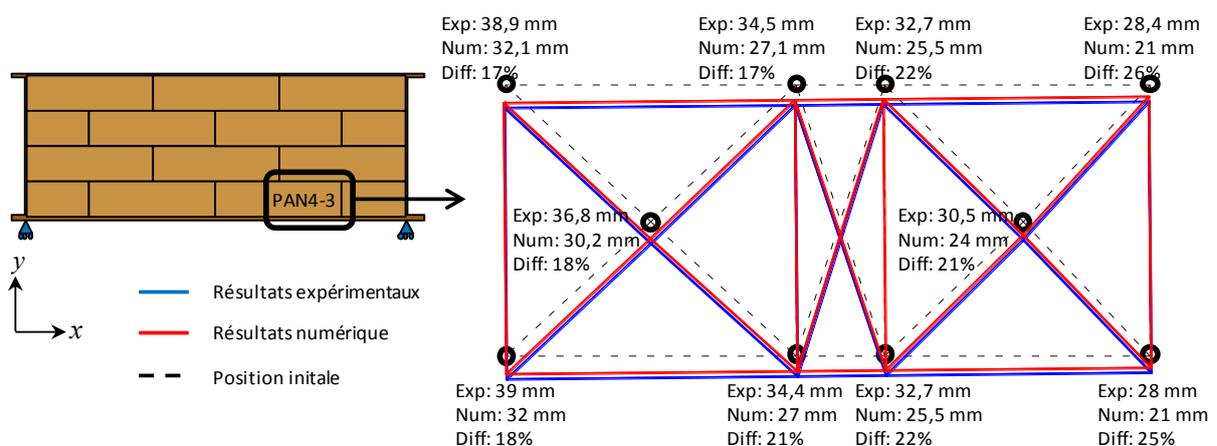


Figure IV-8. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (déplacements des cibles du panneau PAN4-3 du plancher 1).

La comparaison des résultats montre que le modèle numérique traduit bien la rotation et le déplacement global des panneaux. Cependant, il sous-estime les déplacements avec un écart qui varie entre 17 et 26%.

En outre, une comparaison des rotations des panneaux est également effectuée. Comme au paragraphe III.3 (cf. **Figure III-38**), la rotation est calculée à partir des composantes de déplacements x et y des points correspondant à l'emplacement des cibles dans l'essai. La **Figure IV-9** présente l'évolution de ces rotations dans le plan des panneaux *PAN2-1* et *PAN2-2*. Le *PAN2-1* est un demi-panneau et le panneau *PAN2-2* est étudié en deux parties, à gauche *PAN2-2G* et à droite *PAN2-2D*.

La **Figure IV-9** montre que le modèle numérique décrit bien la rotation des panneaux. Comme cela a été observé expérimentalement, le panneau *PAN2-2G* (côté gauche du panneau) a une rotation équivalente à celle du panneau *PAN2-1*. Le côté droit de ce panneau (*PAN2-2D*) a une rotation moins importante. Cet effet suggère que l'approche numérique modélise bien la déformation par flexion de ce panneau. En comparaison avec les valeurs expérimentales, le modèle numérique sous-estime la rotation des panneaux par un facteur qui varie entre 10 et 28% en fonction du niveau de chargement. Les différences les plus importantes se produisent après la rupture des panneaux, qui n'est pas prise en compte par le modèle numérique. Ainsi, lorsque la charge appliquée dépasse 70kN, la rotation du panneau *PAN2-2D* calculée numériquement dépasse la valeur mesurée

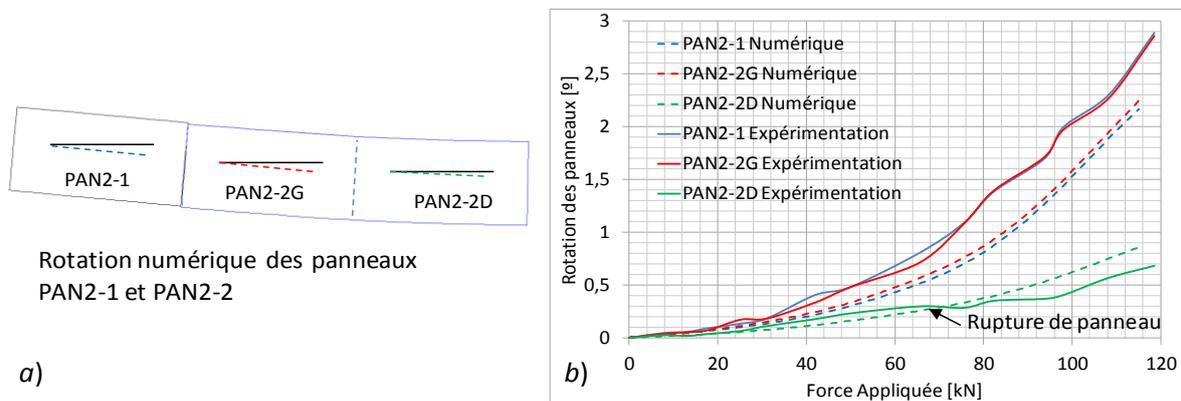


Figure IV-9. Résultats numériques de rotation des panneaux *PAN2-1* et *PAN2-2*. a) Déformée des panneaux (facteur d'amplification 2). b) Evolution de la rotation fonction de la charge appliquée (MEF et essais)

Distribution des contraintes

L'étude de la distribution des contraintes permet d'analyser le mode de rupture des panneaux. La **Figure IV-10** présente la distribution des contraintes σ_{xx} et τ_{xy} dans les panneaux du plancher 1 pour une charge de 93kN.

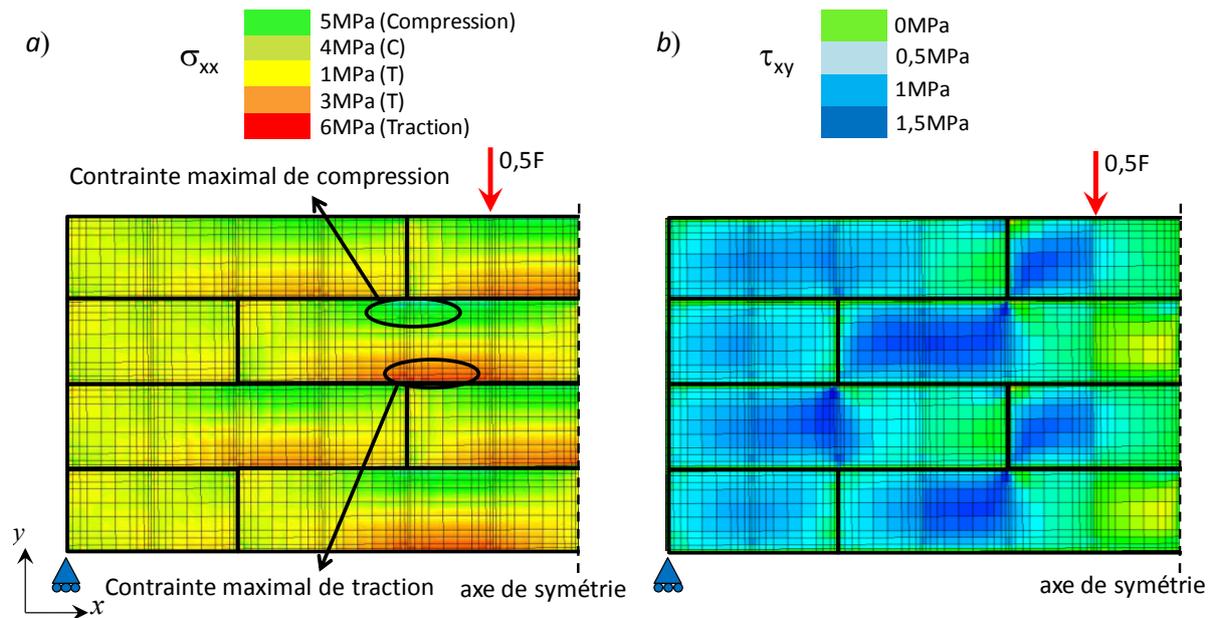


Figure IV-10. Distribution des contraintes internes dans les panneaux du plancher 1. a) Contraintes σ_{xx} . b) Contraintes τ_{xy} .

La **Figure IV-10a** montre que chaque panneau est soumis à un moment de flexion. En conséquence, la partie supérieure des panneaux est comprimée et la partie inférieure tendue. La valeur de ces contraintes varie en fonction de la position des panneaux. Ainsi les panneaux proches des appuis présentent des valeurs de contraintes normales plus faibles que ceux qui sont proches de la mi-portée. La **Figure IV-10b** montre que les valeurs de contraintes de cisaillement les plus importantes se trouvent dans le deuxième quart de la longueur du plancher. Entre les points d'application de charge et la mi-portée, les contraintes de cisaillement sont quasi nulles. Ceci est cohérent avec la distribution de l'effort tranchant.

Les observations des ruptures pendant l'essai permettent de vérifier les résultats numériques. Selon le modèle numérique, la contrainte maximale de cisaillement pour une charge de 93kN, est de 1,5MPa. La résistance en cisaillement des panneaux n'a pas été déterminée expérimentalement, cependant la norme NF EN 12369 [NOR 2011] propose une valeur caractéristique de 5,5MPa. Ainsi, pour ce niveau de charge les panneaux ne présentent pas une rupture par cisaillement.

En ce qui concerne les contraintes normales, la **Figure IV-11** présente un vue détaillé de la distribution de contraintes σ_{xx} pour les panneaux PAN2-2/PAN2-3 et PAN4-2/PAN4-3 (plancher 1) pour un chargement 93kN.

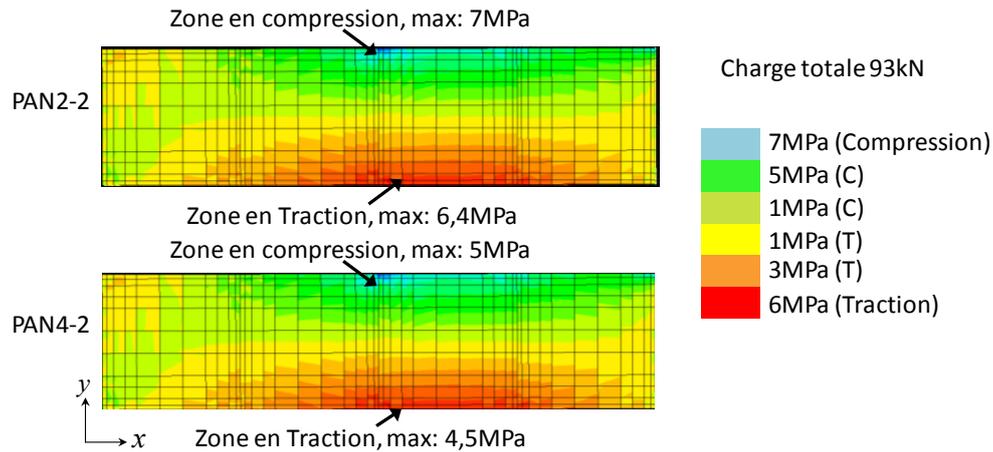


Figure IV-11. Distribution des contraintes σ_{xx} dans les panneaux PAN2-2, PAN4-2.

L'analyse des ruptures du plancher 1 durant l'essai (cf. **Figure III-33**, §III.3.1) indique que la première rupture a lieu sur les panneaux PAN2-2, PAN2-3 et PAN4-3, sous un chargement de 75kN. Cette rupture a été attribuée principalement à la traction due aux effets de la flexion. La **Figure IV-11** montre que pour une charge de 93kN, le modèle numérique donne pour le panneau PAN2-2 une contrainte σ_{xx} maximale de traction de 6,4MPa. Cette valeur, équivalente à la résistance en traction moyenne des panneaux (6,4MPa, cf. **Tableau III-2**), peut produire la rupture par flexion des panneaux. Ainsi, la charge pour laquelle le modèle numérique prévoit la rupture des panneaux présente un écart de +24% par rapport à l'essai. Cependant, si on considère la résistance minimale en traction des panneaux obtenus lors des essais de caractérisation (5MPa), le modèle numérique surestime la charge de rupture d'environ 13%.

Pour le plancher 2, le modèle numérique présente une distribution de contraintes similaire à celle du plancher 1. La contrainte de traction maximale se présente tout d'abord dans la partie inférieure des panneaux PAN2-2 et PAN2-3. Cependant, la rupture est estimée pour une charge de 44kN, soit une différence de +26% par rapport à la valeur expérimentale moyenne 35kN (cf. **Figure III-33**).

IV.1.3 Orientation et intensité des sollicitations sur les connecteurs

Une comparaison de la direction des efforts agissant sur les connecteurs est effectuée. La **Figure IV-12** et la **Figure IV-13** montrent les directions des sollicitations des connecteurs panneaux-solives (panneaux PAN3-1, PAN4-1 et PAN4-2) observées après essais et celles prévues par le modèle numérique. Les résultats numériques sont présentés pour un déplacement global de 135mm pour le plancher 1 et de 150mm pour le plancher 2. Les schémas expérimentaux correspondent à un état de déformation résiduelle du plancher (cf. §III.3.6). En conséquence, la comparaison des résultats est valable pour la direction des efforts et dans une moindre mesure

pour la distribution relative des intensités de charge (Les panneaux retenus pour cette illustration n'ont pas subi de rupture).

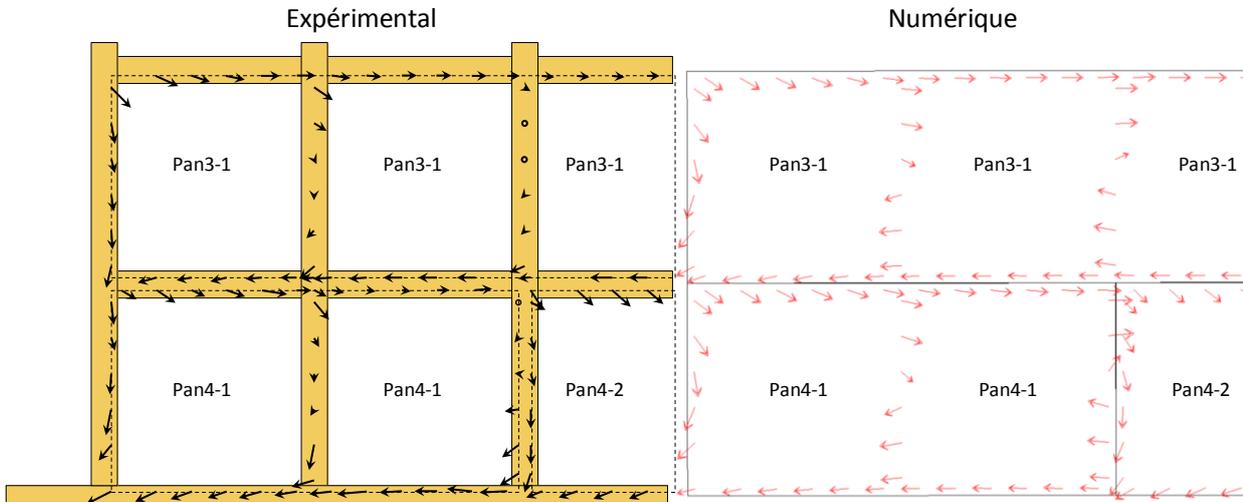


Figure IV-12. Direction des efforts sur les connecteurs des panneaux PAN3-1, PAN4-1 et PAN4-2 du plancher 1. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux.

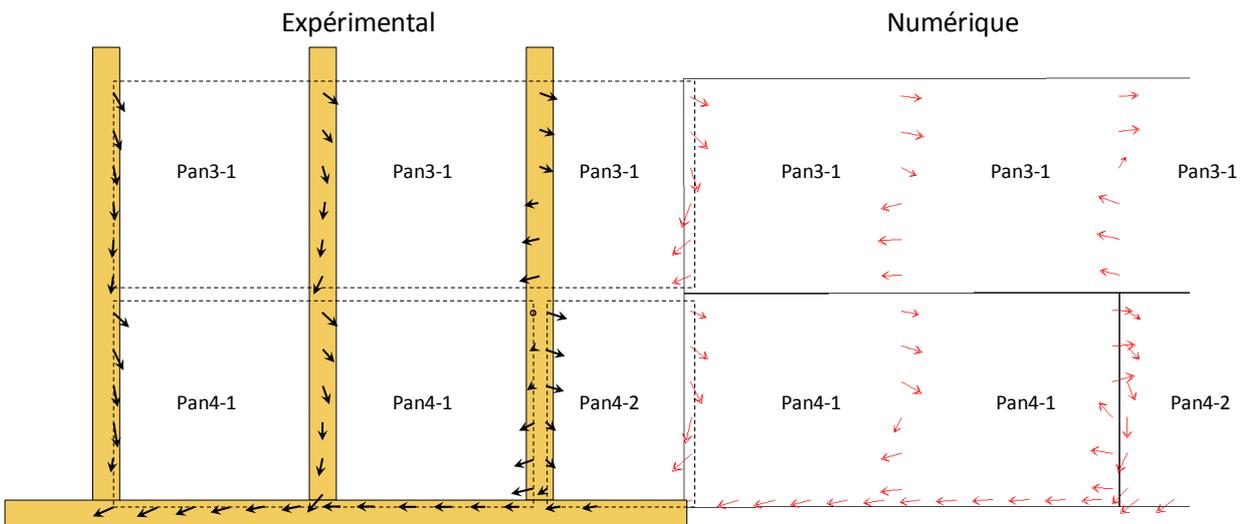


Figure IV-13. Direction des efforts sur les connecteurs des panneaux PAN3-1, PAN4-1 et PAN4-2 du plancher 2. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux.

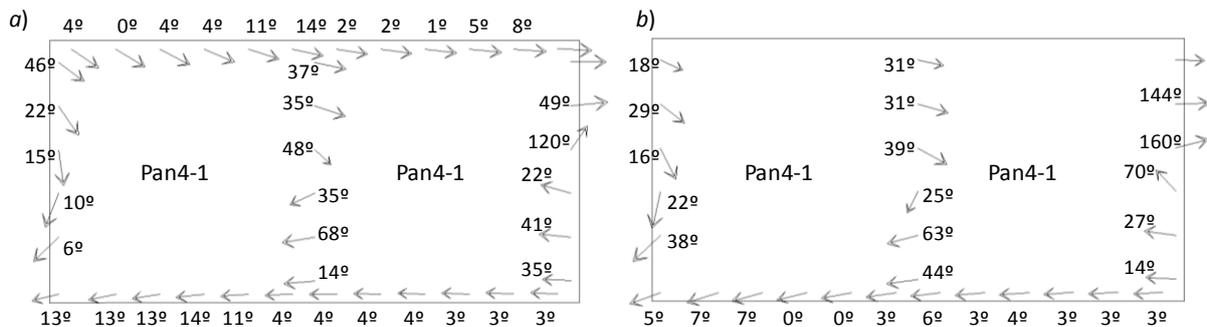


Figure IV-14. Différence des directions d'efforts sur les connecteurs entre le calcul numérique et l'expérimentation. a) Plancher 1. b) Plancher 2.

La **Figure IV-14** montre la différence d'angles, en considérant la résultante de déplacement de chaque connecteur, entre observation après essai et calcul numérique (panneau *PAN4-1*). Les clous placés sur les poutres de chaînage et les entretoises montrent une différence qui varie de 0 à 13°. Cependant, les clous placés sur les solives montrent une différence plus importante variant de 22 à 160°. Ces différences peuvent être expliquées par une modification des efforts sur la dernière étape de décharge ou par une variation de direction des efforts sur les connecteurs dans le modèle numérique.

La **Figure IV-15** montre les efforts sur les connecteurs du panneau *PAN4-1* du plancher 1 pour deux niveaux de chargement : 11 et 115kN. Cette figure révèle que la direction des efforts sur les connecteurs varie en fonction du niveau de chargement. La **Figure IV-16** illustre l'évolution d'angle de la résultante d'effort du clou n°15 (**Figure IV-15**) en fonction de la charge appliquée. Ce comportement est aussi visible sur le plancher 2.

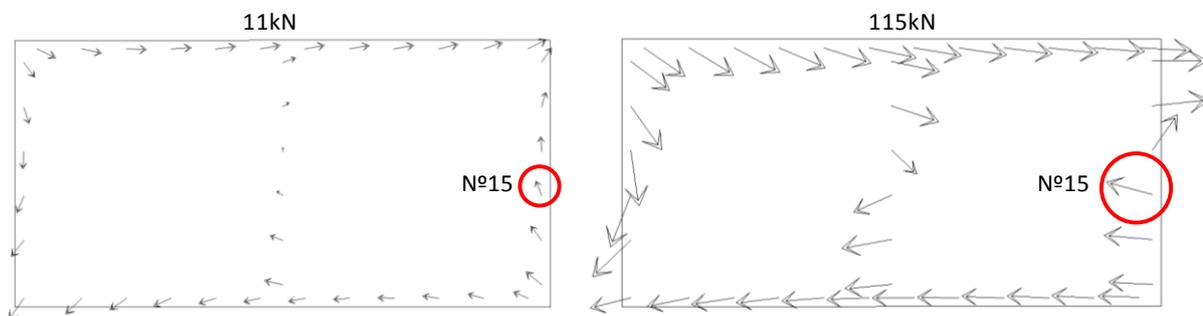


Figure IV-15. Direction des efforts sur les connecteurs du panneau *PAN4-1* pour un chargement de 11 et 115kN (calcul MEF).

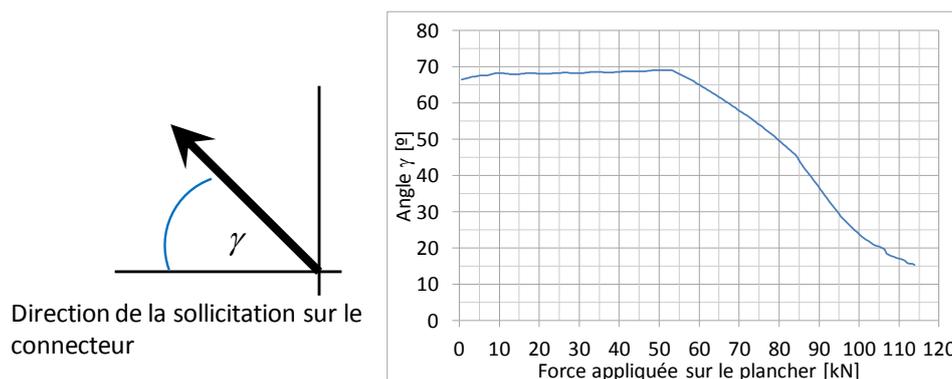


Figure IV-16. Evolution de la direction de la résultante de force sur le clou 15 fonction du chargement du plancher (MEF).

La **Figure IV-16** montre qu'au début du chargement, la direction de la sollicitation est quasi constante (70°). Cependant, à partir d'une charge de 54kN, l'orientation de l'effort évolue progressivement jusqu'à atteindre 15° à la fin de l'essai. Ce comportement peut être expliqué par l'effet de la plastification des connecteurs, par les effets de contact entre les panneaux et par

l'importante déformation différentielle entre les panneaux et la poutraison. En conséquence, les directions des efforts relevées expérimentalement, peuvent varier par rapport à celles relevées après essais.

IV.1.4 Déplacements hors plan

Les modèles numériques présentent un déplacement hors plan similaire à celui observé lors des essais de flexion. La **Figure IV-17** présente le profil longitudinal de déformée hors plan de la poutre de chaînage *CHA-B* des deux planchers.

Le modèle numérique et l'approche expérimentale présentent une déformée hors plan proche d'un polynôme de degré 4, ainsi le déplacement maximal se trouve à mi portée. Cependant les modèles numériques sous-estiment les déplacements hors plan des planchers. Les déplacements hors plans donnés par les modèles numériques représentent 66% des valeurs mesurées pour le plancher 1 et 38% pour le plancher 2. Les différences peuvent être expliquées par les effets de mise en place de charge ainsi que par le jeu initial (1,5 cm) entre le plancher et les systèmes anti-déversement, qui ne sont pas pris en compte dans les modèles numériques.

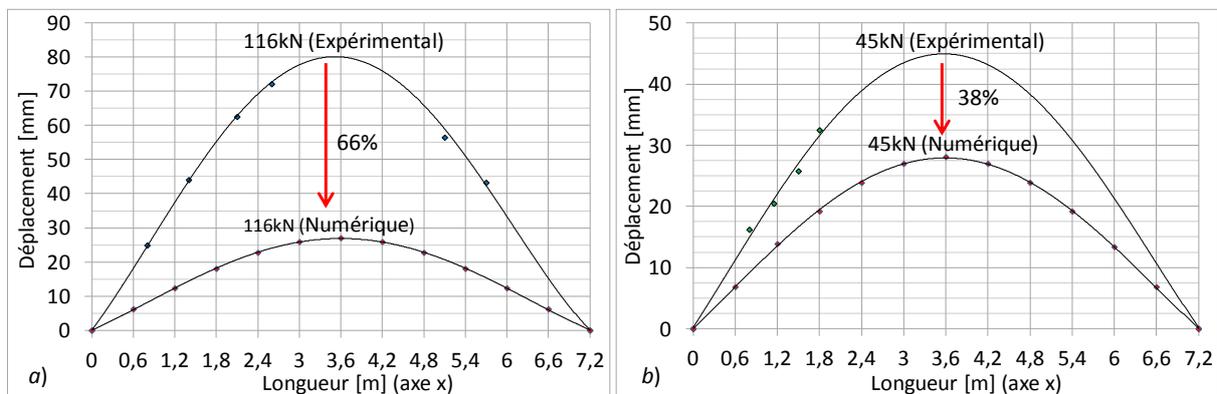


Figure IV-17. Profils longitudinaux de la déformée hors plan de la poutre de chaînage *CHA-B*. a) plancher 1. b) plancher 2.

Dans ce paragraphe IV-1, on a pu constater que les modèles numériques donnaient des résultats intéressants, mais des écarts sensibles subsistent entre modèles et essais. Il est intéressant de regarder si ces écarts peuvent être expliqués ou réduits par une modification de certains paramètres du modèle.

IV.2 ETUDE DE SENSIBILITE DU MODELE

Plusieurs facteurs peuvent être à l'origine des écarts observés entre modélisations et expérimentations. Quelques-uns de ces facteurs sont résumés ci-après.

- Une surestimation des propriétés mécaniques du bois du plancher. En effet les modules d'élasticité considérés correspondent à des valeurs moyennes. Ces valeurs peuvent ne pas être représentatives de la grande variabilité des propriétés mécaniques du matériau bois.
- Les caractéristiques de la connexion panneaux-poutraison ont une influence importante sur le comportement mécanique global du plancher. Ainsi une faible variation de la rigidité de connexion peut se traduire par une variation notable de la rigidité du plancher.
- Le modèle numérique ne prend pas en compte les différents modes de rupture des panneaux.

Afin de quantifier l'influence de ces facteurs, une étude des paramètres intervenant sur le comportement mécanique est réalisée ci-dessous.

IV.2.1 Variation des propriétés mécaniques de la poutraison.

La variation des propriétés mécaniques de la poutraison est analysée en considérant deux modules de Young (8 et 12GPa). Ces valeurs représentent une variation de $\pm 20\%$ par rapport à la valeur moyenne antérieurement considérée. Cette variation est retenue en fonction de la masse volumique du bois. La **Figure IV-18** et la **Figure IV-19** montrent la variation de la courbe force-déplacement pour les deux planchers.

Les résultats obtenus montrent une très faible sensibilité de la courbe force-déplacement du plancher vis-à-vis la qualité du bois des solives. Le modèle numérique et l'approche analytique (non présentée) montrent que pour une variation de $\pm 20\%$ du module de Young, les déplacements des planchers subissent une variation de seulement $\pm 2\%$.

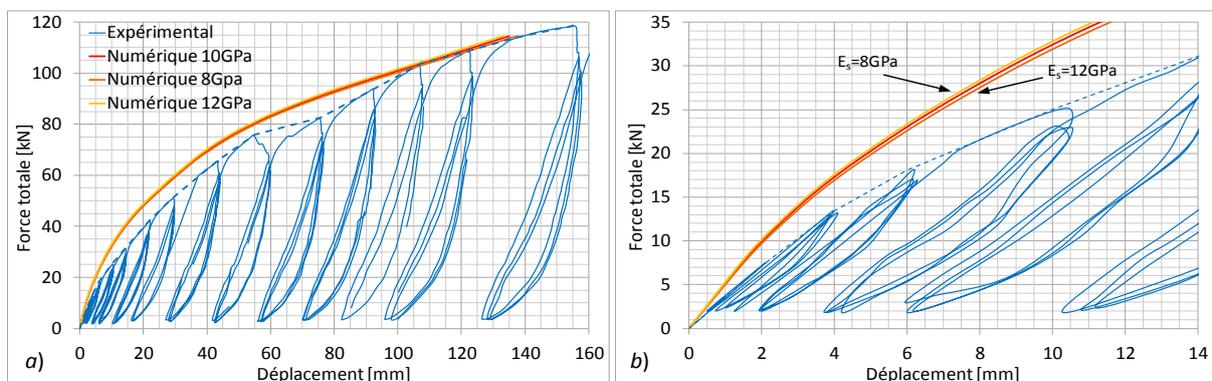


Figure IV-18. Effet d'une variation de $\pm 20\%$ du module de Young de la poutraison du plancher 1. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

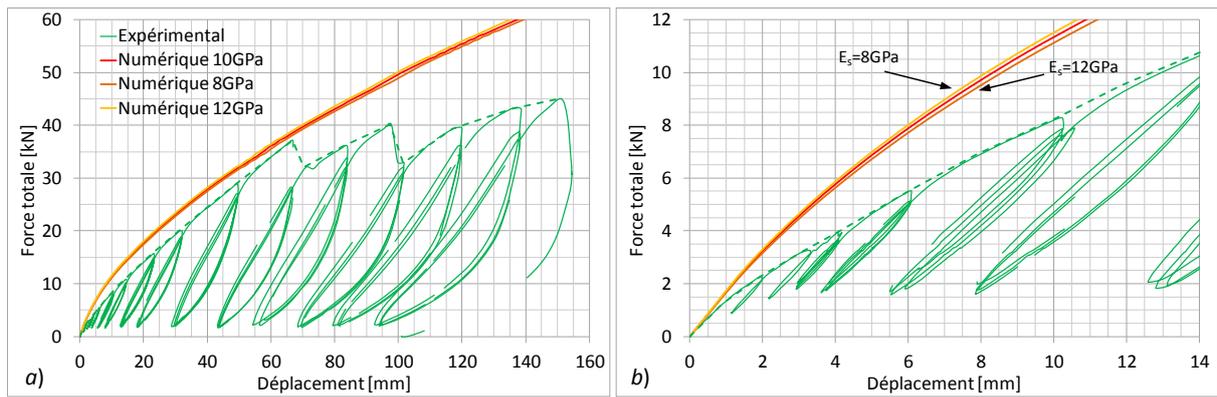


Figure IV-19. Effet d'une variation de $\pm 20\%$ du module de Young de la poutraison du plancher 2. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

IV.2.2 Variation des propriétés mécaniques des panneaux

La variation des propriétés mécaniques des panneaux est étudiée en considérant deux choix extrêmes pour les modules de Young E et de cisaillement G_p ($E=2,7 \text{ GPa}$, $G_p=0,77 \text{ GPa}$ et $E=0,8 \text{ GPa}$, $G_p=0,28 \text{ GPa}$). Le premier couple représente les valeurs caractéristiques de la norme NF-EN-12369. Le deuxième correspond aux valeurs minimales obtenues pour les panneaux affectés par l'humidité (cf §III.1.2). Ainsi, ces valeurs représentent une différence de +85% et -45% par rapport à la valeur initialement considérée ($E=1,46 \text{ GPa}$). La **Figure IV-20** présente les résultats numériques et la **Figure IV-21** présente les résultats analytiques pour le plancher 1.

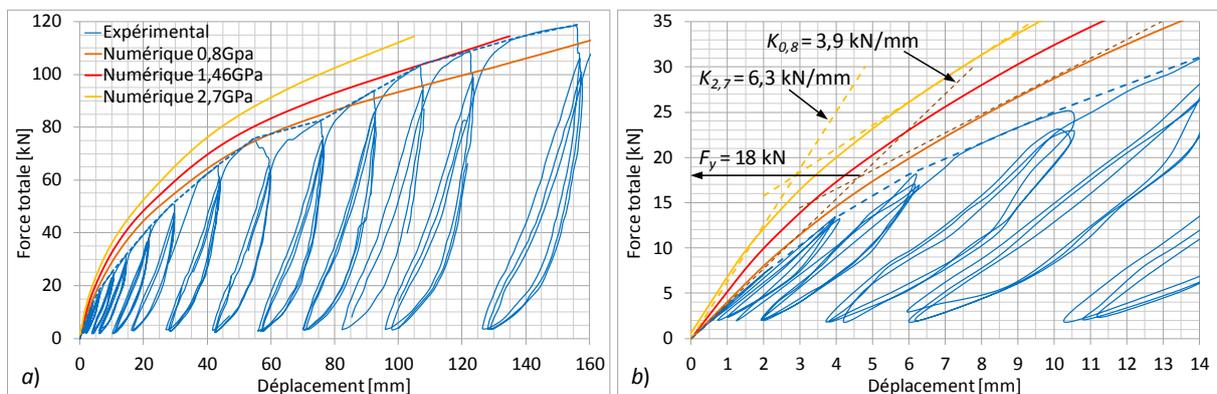


Figure IV-20. Effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 1. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

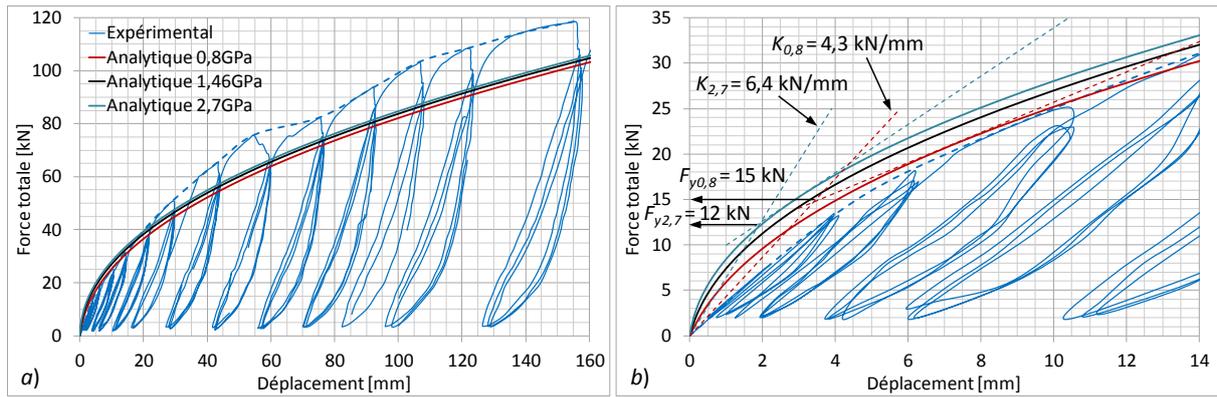


Figure IV-21. Calcul analytique de l'effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 1. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

Les résultats observés dans les figures (**Figure IV-20** et **Figure IV-21**) montrent que la variation des propriétés mécaniques des panneaux a une influence plus importante que celle de la poutraison. Lorsque les panneaux ont des modules de Young et de cisaillement plus grands que ceux initialement considérés, le plancher montre une raideur plus élevée. Néanmoins, le modèle analytique présente une sensibilité beaucoup moins importante que le modèle numérique. Ceci peut être expliqué par le fait que l'approche analytique néglige les effets de flexion agissant sur les panneaux ainsi que l'effet de déformation locale dû au contact entre les panneaux. Le **Tableau IV-3** résume les résultats obtenus pour le plancher 1 et indique la différence des valeurs de raideur initiale et de limite élastique par rapport aux résultats de référence obtenues en utilisant les valeurs moyennes des caractéristiques.

Tableau IV-3. Variation de la raideur et de limite élastique en fonction des caractéristiques mécaniques des panneaux pour le plancher 1.

Plancher 1	Numérique			Analytique		
	$E_p=0,8\text{GPa}$	$E_p=1,46\text{GPa}$	$E_p=2,7\text{GPa}$	$E_p=0,8\text{GPa}$	$E_p=1,46\text{GPa}$	$E_p=2,7\text{GPa}$
Raideur initiale [kN/mm]	3,9 (-18%)	4,8	6,3(+31%)	4,3(-21%)	5,5	6,4(+16%)
Limite élastique [kN]	18(-18%)	22	18(-18%)	15(+15%)	13	12(-7,7%)

Le plancher 2 sans entretoises montre un comportement similaire au plancher 1 avec entretoises. La raideur montre une variation importante en fonction des propriétés mécaniques des panneaux. Cette variation est illustrée pour les approches analytique et numérique (cf. **Figure IV-22** et **Figure IV-23**). Pour le plancher2, le **Tableau IV-4** synthétise les résultats obtenus et indique les différences par rapport aux résultats précédents.

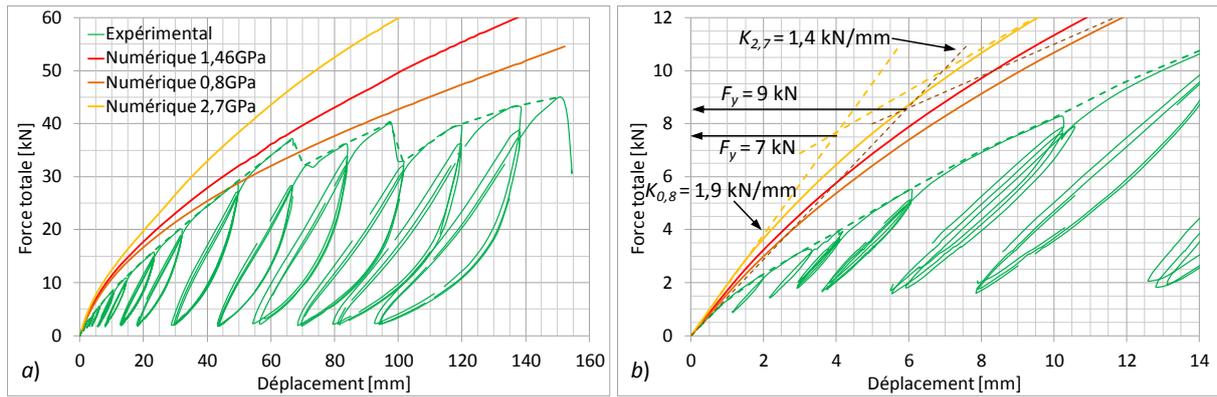


Figure IV-22. Effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 2. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

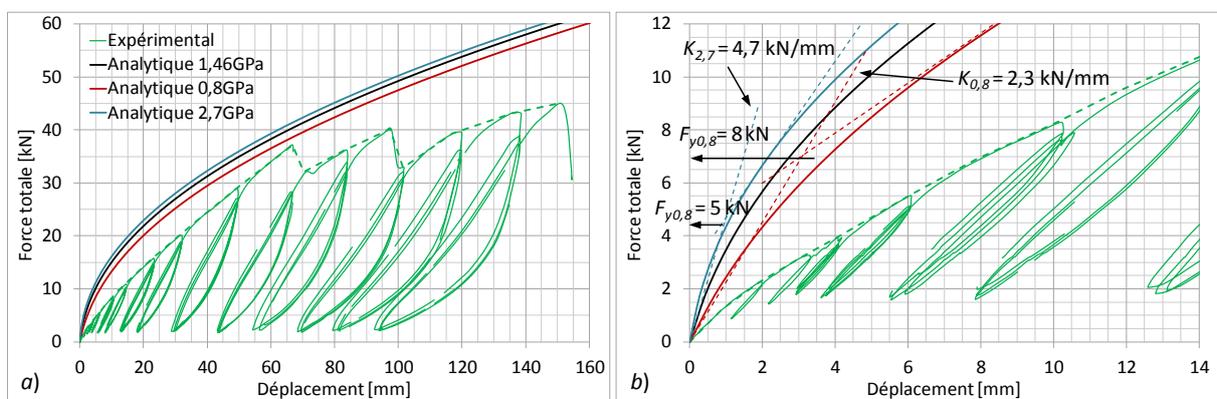


Figure IV-23. Calcul analytique de l'effet d'une variation des propriétés mécaniques des panneaux du plancher 2. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

Tableau IV-4. Variation de la raideur et de limite élastique en fonction des caractéristiques mécaniques des panneaux pour le plancher 2.

Plancher 2	Numérique			Analytique		
	$E_p=0,8\text{GPa}$	$E_p=1,46\text{GPa}$	$E_p=2,7\text{GPa}$	$E_p=0,8\text{GPa}$	$E_p=1,46\text{GPa}$	$E_p=2,7\text{GPa}$
Raideur initiale [kN/mm]	1,4 (-7%)	1,5	1,9(+27%)	2,3(-32%)	3,4	4,7(+39%)
Limite élastique [kN]	9	9	7(-22%)	8(+60%)	5	5

En outre, pour le plancher 2, une modélisation est réalisée avec distinction des panneaux affectés par l'humidité. Ce modèle considère un module de Young $E_p=0,8\text{GPa}$ et un module de cisaillement $G_p=0,28\text{GPa}$ pour les panneaux de la rangée inférieure (PAN4-n). La **Figure IV-24** compare les résultats de ce modèle par rapport à celui qui considère les caractéristiques moyennes des panneaux.

Les résultats obtenus montrent une baisse de raideur du plancher. Cependant, bien que ce modèle considère une hypothèse pessimiste (tous les panneaux PAN4 sont affectés par des caractéristiques mécaniques faibles), c'est seulement à partir d'une charge de 20kN que la baisse

de raideur dépasse 3%. A partir de ce niveau de charge, les déplacements calculés présentent une différence qui varie progressivement de 3 à 11% par rapport au modèle qui considère les caractéristiques moyennes des panneaux.

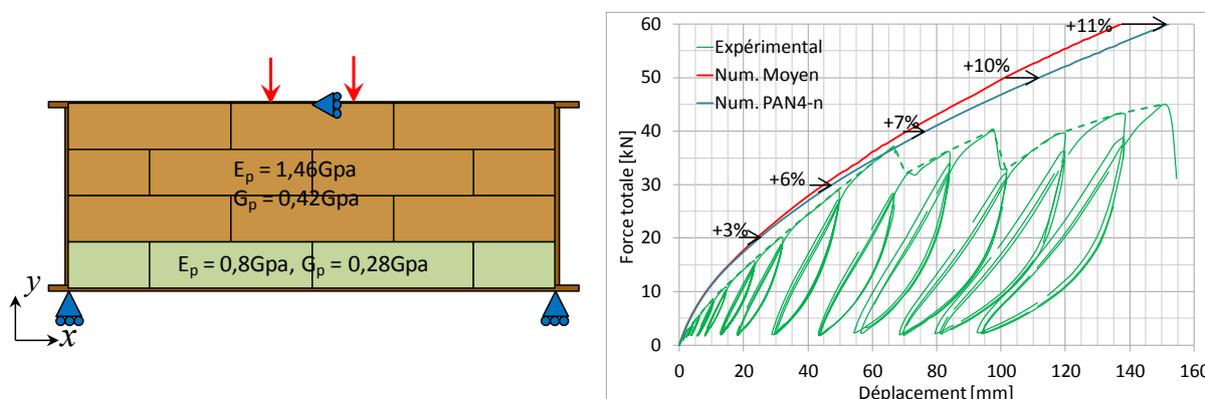


Figure IV-24. Résultats du modèle avec prise en compte des panneaux affectés pas l'humidité (Num PAN4-n).

IV.2.3 Variation des caractéristiques de connexion

L'analyse de la direction des efforts sur les clous (cf. III.3 et IV.1.3) montre qu'un nombre important parmi eux sollicite les bois du solivage dans la direction perpendiculaire aux fibres. Cette sollicitation peut produire une rupture localisée dans les poutres (traction perpendiculaire) ou dans les panneaux (distance faible au bord chargé). Afin de caractériser l'effet de ces phénomènes sur le comportement mécanique de la connexion, une nouvelle série d'essais de cisaillement est réalisée. Deux nouveaux types d'éprouvettes sont testés. Dans l'éprouvette type B les clous sont placés à 2cm du bord inférieur des panneaux (cf. **Figure IV-25a**). La charge est appliquée sur la partie supérieure de la solive, de cette manière la distance du clou au bord du panneau correspond à une distance au bord chargé (a_{4t} au sens de la NF EN 1995-1.1§8 [CEN 1995]). Dans l'éprouvette du type C (cf. **Figure IV-25b**) la force est appliquée sur les panneaux pour que les clous sollicitent le bois des solives en traction perpendiculaire aux fibres.

Les résultats moyens des trois types d'éprouvettes de cisaillement testées sont présentés dans la **Figure IV-26** (types A, B et C). Cette figure montre également une courbe moyenne regroupant les résultats des éprouvettes B et C. La rigidité de ces éprouvettes a été calculée selon la norme NF-EN-26891 [NOR 1991]. Ainsi, la rigidité élastique par clou est de 4,5kN/mm pour l'éprouvette A, de 3,5kN/mm pour l'éprouvette B et de 2,4kN/mm pour l'éprouvette C. On observe que les éprouvettes B et C présentent une rigidité élastique inférieure à celle des éprouvettes de type A (22% et 47%, respectivement). En plus ces éprouvettes montrent une

force maximale plus faible (cf. **Figure IV-26**). La **Figure IV-27** présente les modes de ruptures des éprouvettes B et C et les associe aux ruptures observées sur les planchers.

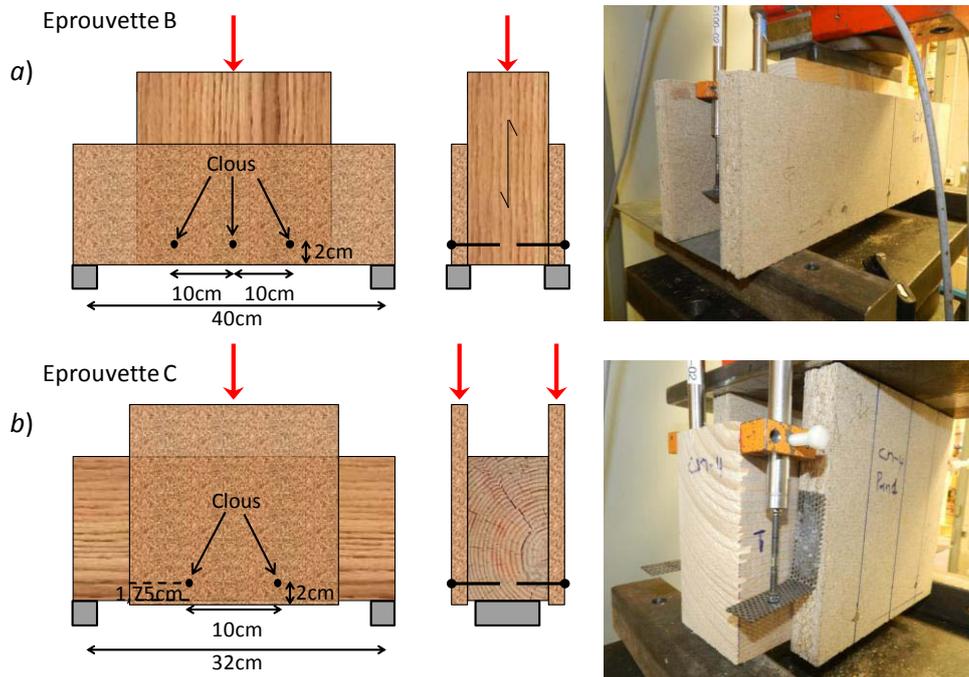


Figure IV-25. Eprouvette de cisaillement des clous. a) Eprouvette du type B (bord chargé pour les panneaux). b) Eprouvette du type C (traction perpendiculaire aux fibres du bois).

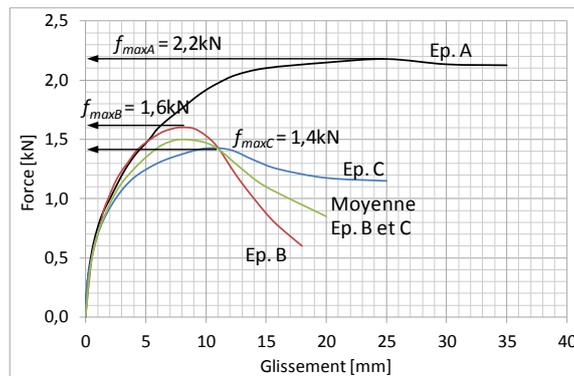


Figure IV-26. Lois force-glisement par clou des trois types d'éprouvettes de cisaillement.

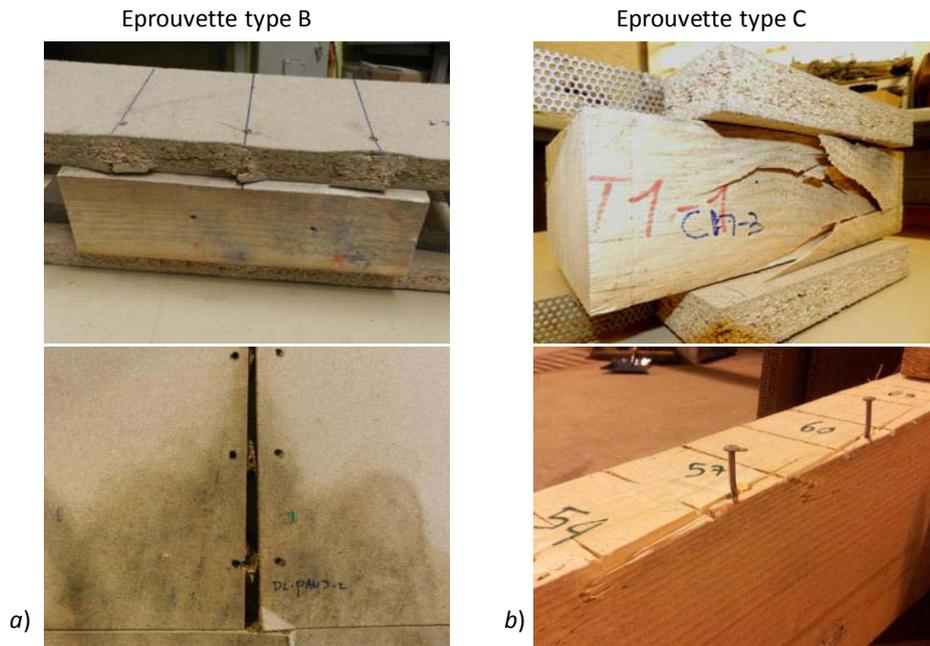


Figure IV-27. Modes de rupture des éprouvettes de cisaillement, associés aux ruptures dans les planchers. a) Epreuve du type B. b) Epreuve du type C.

En conséquence, certains connecteurs peuvent présenter des rigidités et des résistances différentes en fonction de leurs positions et de leurs directions de sollicitations. Afin de prendre en compte cet effet, une nouvelle loi force-glissement est intégrée au modèle numérique. Cette loi qui correspond à la moyenne des résultats d'éprouvettes du type B et C est appliquée aux clous qui présentent une sollicitation telle qu'indiquée sur la **Figure IV-28**. Cette figure illustre uniquement les panneaux *PAN3-1*, *PAN4-1* et *PAN4-2* mais ce système est appliqué à tout le plancher.

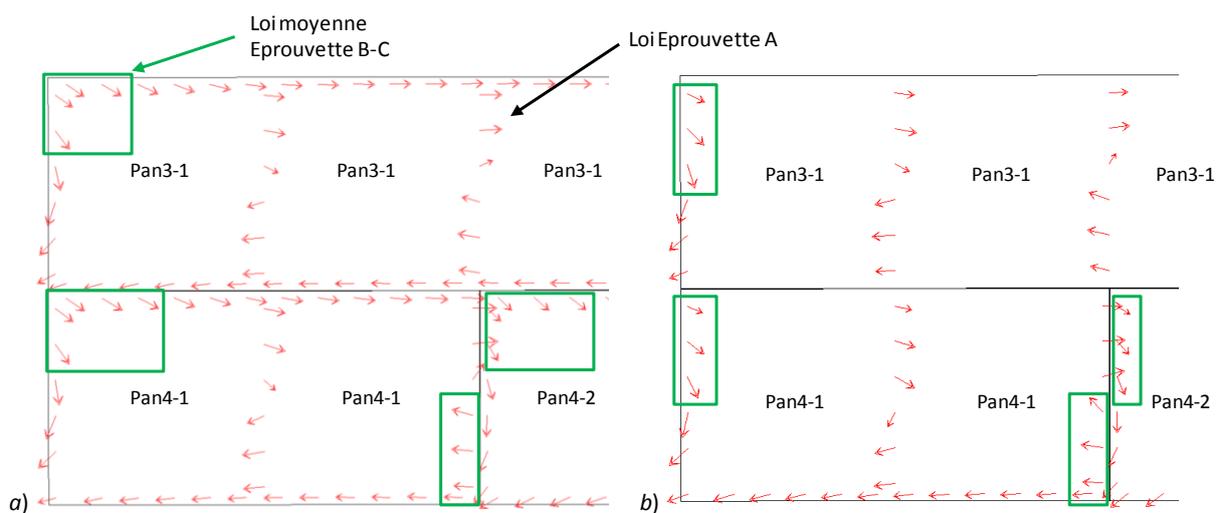


Figure IV-28. Application des lois mécaniques pour les clous en fonction de la direction de la sollicitation. a) plancher 1 b) plancher 2.

La **Figure IV-29** présente les résultats numériques pour le plancher 1 (noté numérique II), et les compare aux premiers résultats numériques ainsi qu'aux valeurs expérimentales. Cette figure met en évidence une baisse significative de la raideur initiale. Ainsi ce modèle donne une raideur de $3,8\text{kN/mm}$, soit une différence de -19% par rapport au premier modèle numérique. Par rapport à la raideur expérimentale, l'écart n'est plus que de $+9\%$. En outre, la **Figure IV-30** présente l'évolution de la rigidité sécante du plancher jusqu'à un déplacement de plancher de 60mm . Comparé au modèle numérique original, le nouveau modèle donne des résultats plus proches de l'expérimentation. La différence maximale est de 17% et se présente pour un déplacement de 10mm . En conséquence, compte tenu du nombre limité des connecteurs affectés par la nouvelle loi, les résultats obtenus indiquent une forte influence des caractéristiques mécaniques de la connexion sur le comportement global du plancher.

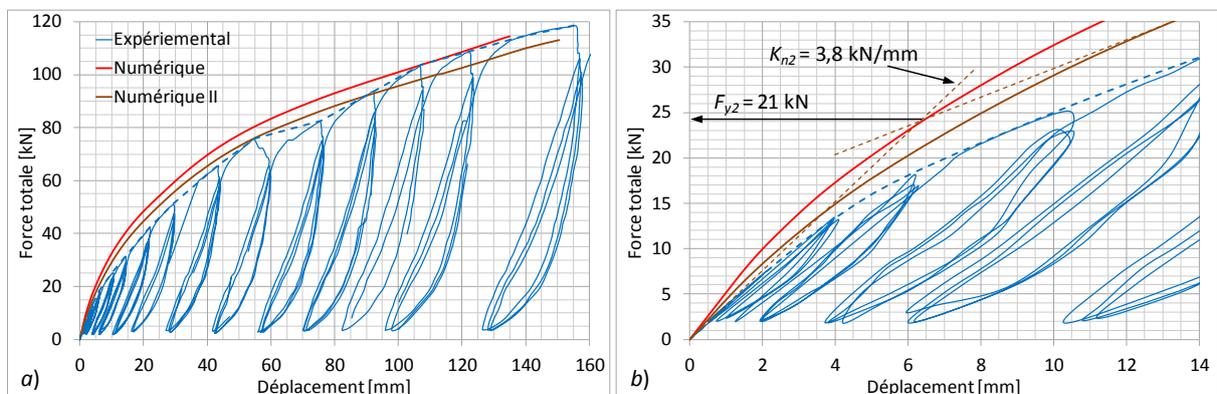


Figure IV-29. Effet de l'intégration d'une deuxième loi de cisaillement des clous sur le plancher 1. a) Déplacement maximal de 160mm . b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

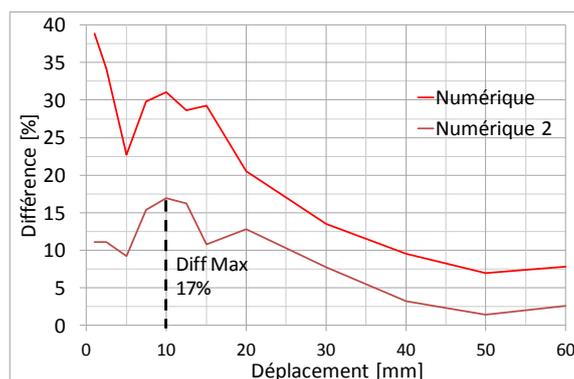


Figure IV-30. Evolution de l'écart de raideur sécante entre modèles numériques et essais fonction du déplacement global (plancher 1).

La **Figure IV-31** présente les résultats pour le plancher 2. Contrairement au plancher 1, la prise en compte d'une deuxième loi sur les connecteurs ne présente pas un effet important sur le comportement global du plancher. La variation de la raideur du plancher est inférieure à 1% .

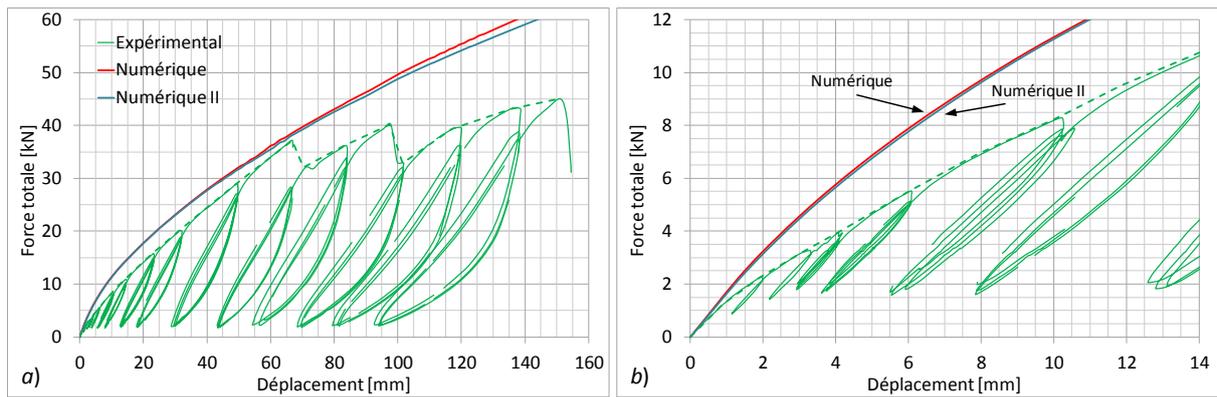


Figure IV-31. Effet de l'intégration d'une deuxième loi de cisaillement des clous sur le plancher 2. a) Déplacement maximal de 160mm. b) Zone initiale (déplacement de 14mm).

IV.2.4 Configuration du chargement

La dernière étude de sensibilité consiste à analyser le comportement des planchers avec différentes configurations de chargement. Deux configurations de chargements ont été considérées : un chargement réparti et un chargement constitué de deux forces avec une inversion du calepinage des panneaux (chargement opposé par rapport à celui appliqué expérimentalement). Les résultats obtenus sont comparés aux résultats du modèle numérique initial du plancher 1.

Application d'une charge répartie

Pour cette étude, le chargement ponctuel est remplacé par une charge uniformément répartie sur la longueur du plancher **Figure IV-32**. Cependant, les autres conditions limites correspondent à celles des essais. En prenant en compte cette condition de chargement, une application de la méthode analytique est effectuée.

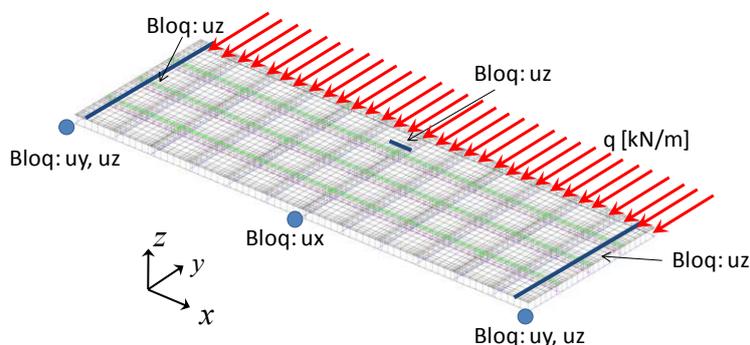


Figure IV-32. Modèle numérique du plancher 1 avec charge répartie.

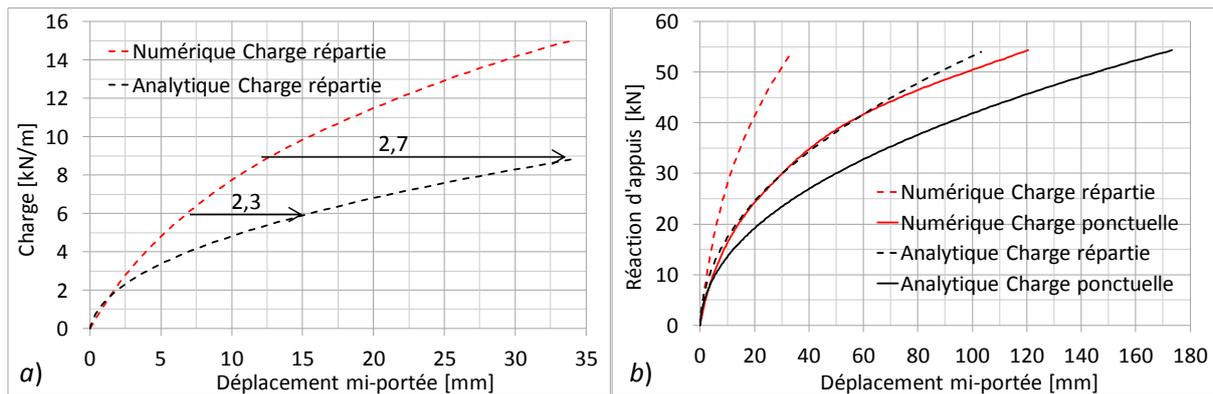


Figure IV-33. Résultats pour deux types de charge. a) Modèles analytiques et numériques avec une charge répartie. b) Comparaison des résultats avec charge répartie et charges ponctuelles.

La **Figure IV-33a** présente les courbes charge-déplacement maximal du plancher 1 données par les modèles numérique et analytique. Elle montre que, sous charge répartie, l'approche analytique donne des déplacements plus élevés que ceux de la modélisation numérique (MEF). Par exemple, pour une charge de 6kN/m, le déplacement obtenu par calcul analytique est 2,3 fois plus grand que celui issu de la modélisation MEF. Ce facteur augmente avec le chargement. Ce type de comportement a été déjà observé pour le plancher analysé dans le chapitre II (cf. **Figure II-46**, §III.2.1). En outre, la **Figure IV-33b** compare les résultats numériques et analytiques pour les deux types de chargement. Ces résultats sont exprimés sous forme de courbes « réaction d'appuis-déplacement à mi portée ». On observe que lorsque la sollicitation est une charge uniformément répartie, le plancher présente des déplacements moins importants que pour une charge équivalente appliquée en deux points. Cette observation est valable aussi bien pour le calcul numérique que pour l'approche analytique. Cependant la différence entre ces deux approches n'est pas la même pour les deux types de chargement. Pour illustrer cette différence, la **Figure IV-34** compare l'évolution de l'écart entre la raideur sécante calculée analytiquement et celle calculée numériquement pour chaque type de chargement.

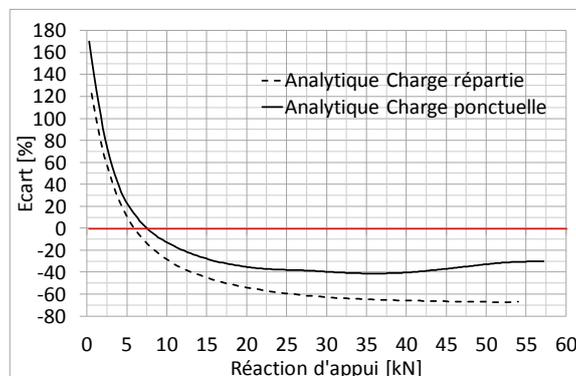


Figure IV-34. Evolution de l'écart de raideur sécante entre approche analytique et modèle numérique pour les deux types de chargement.

Les résultats rapportés par la **Figure IV-34** montrent que dans les deux cas de chargement l'approche analytique sous-estime dans un premier temps les déplacements par rapport au modèle numérique. Cette sous-estimation est plus importante lorsque la sollicitation est une charge ponctuelle. Ensuite, au fur et à mesure que le chargement augmente, l'approche analytique donne des déplacements plus élevés que ceux déterminé par calculs numériques. Dans cette phase, c'est la charge répartie qui présente les différences les plus importantes. Cette situation peut s'expliquer par le fait que la méthode analytique considère que tous les connecteurs panneaux-poutraison sont soumis à un même niveau de sollicitation. Ceci est une hypothèse trop pessimiste pour le cas du chargement réparti. La **Figure IV-35** montre la distribution des efforts sur les clous du panneau *PAN3-1* calculée numériquement pour les deux cas de charge (réaction d'appui de 9,8kN).

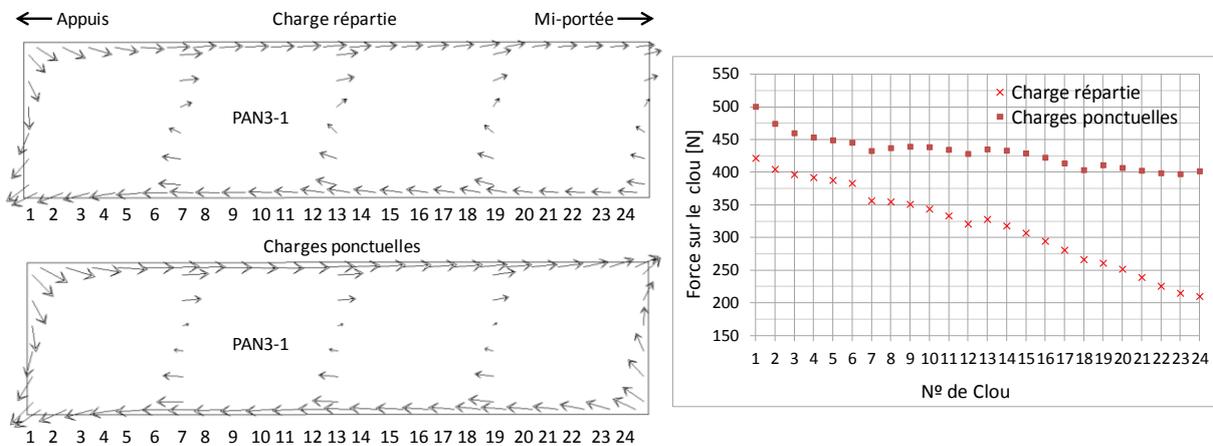


Figure IV-35. Distribution des efforts sur les clous du panneau *PAN3-1* pour les deux types de charges étudiées.

La **Figure IV-35** montre que pour les deux types de chargement l'effort sur les clous diminue à proximité de la mi-portée du plancher. Cependant, dans le cas d'une charge répartie, cet effet est plus prononcé à cause de la variation linéaire de l'effort tranchant sur la longueur du plancher. Ainsi, pour ce cas, la méthode analytique surestime les efforts sur les connecteurs.

Inversion du calepinage des panneaux

Afin d'étudier le comportement du plancher face à une inversion des charges ponctuelles appliquées, une inversion du calepinage est effectuée. La **Figure IV-36** montre la configuration du calepinage étudiée.

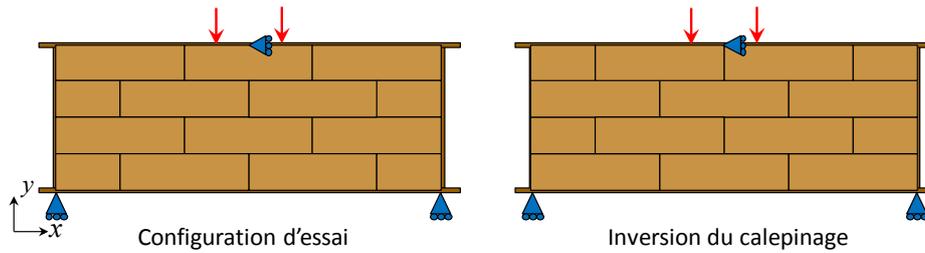


Figure IV-36. *Inversion des conditions limites du plancher.*

Les résultats rapportés par la **Figure IV-37** montrent que le comportement du plancher étudié est relativement symétrique par rapport à la configuration du calepinage. Les différences par rapport à la configuration d'essai restent inférieures à 2%.

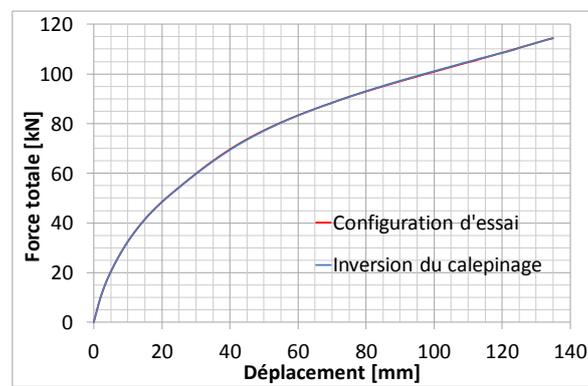


Figure IV-37. *Comparaison des résultats des deux configurations testées.*

IV.3 MISE EN APPLICATION DES APPROCHES NUMERIQUES

IV.3.1 Couplage des modèles numériques détaillé et simplifié

Les analyses numériques présentées ont été menées à l'aide du modèle détaillé. Ce modèle étant validé par rapport à l'expérimentation permet de vérifier le bon fonctionnement du modèle simplifié. Ainsi, avant de conduire une application du modèle numérique simplifié, une comparaison des résultats par rapport au modèle détaillé est réalisée.

Deux modèles de demi-plancher sont créés avec les deux modélisations numériques proposées (**Figure IV-38**). Les conditions limites appliquées à ces modèles correspondent aux conditions de symétrie par rapport à la mi-portée du plancher. Cependant, pour cette étude, les déplacements hors plans sont bloqués. En plus, un troisième modèle couple les approches détaillée et simplifiée (**Figure IV-39**). Les résultats en termes de courbes force-déplacement sont comparés aux résultats du modèle numérique détaillé du plancher complet (cf. **Figure IV-40**).

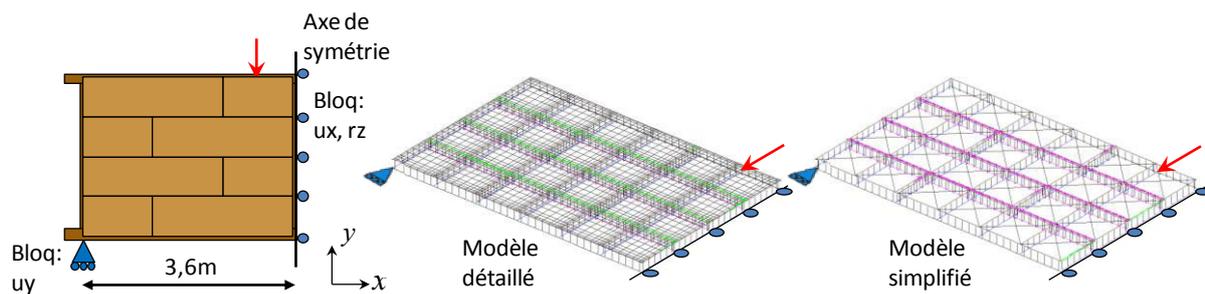


Figure IV-38. Modèles détaillé et simplifié pour un demi-plancher.

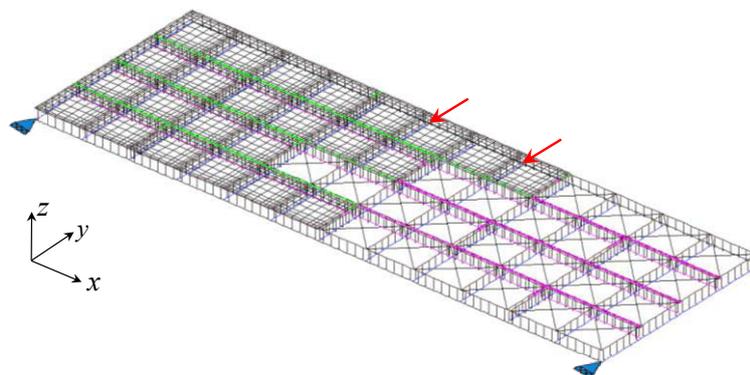


Figure IV-39. Couplage des modèles détaillé et simplifié pour la modélisation du plancher complet.

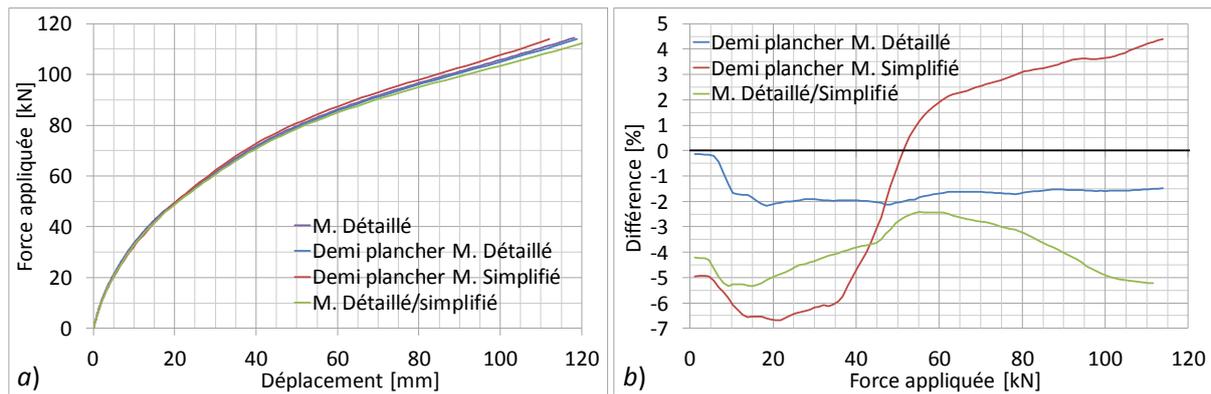


Figure IV-40. Comparaison des résultats des différents modèles analysés. a) Courbes force-déplacement. b) Différences en termes de raideur sécante des modèles analysés par rapport au modèle complet.

La comparaison des résultats, présentée dans la **Figure IV-40a**, montre une très bonne cohérence entre les différents modèles analysés. La **Figure IV-40b** quantifie les différences de raideur sécante des différents modèles analysés par rapport à celle du modèle détaillé complet. Cette figure montre que le modèle détaillé de demi-plancher est le plus proche du modèle complet (différence inférieure à -2%). Le modèle simplifié de demi-plancher se montre légèrement moins raide. La différence maximale de ce modèle est de -5,3% par rapport au modèle complet. Enfin, pour une charge inférieure à 50kN, le modèle qui couple les approches détaillée et simplifiée présente un comportement plus souple que le modèle complet détaillé. Les différences calculées sont inférieures à 7%. Cependant, à partir de 50kN ce modèle devient plus raide avec une différence maximale de 4,5%. Compte tenu des faibles différences entre les modèles étudiés, les modèles détaillés et simplifiés peuvent être considérés comme équivalents. En plus, un couplage de ces deux approches peut être réalisé afin d'étudier des phénomènes locaux sur certaines zones des planchers.

IV.3.2 Trémies

Afin d'étudier l'influence des trémies sur la raideur des planchers diaphragmes, dix configurations de planchers (3,6x7,2m²) sont modélisées en utilisant l'approche simplifiée. La première configuration (MT-0) correspond à un plancher sans trémies. Ce plancher est considéré comme un modèle de base qui sert de référence. Les caractéristiques mécaniques retenues correspondent à celles des planchers étudiés expérimentalement (valeurs moyennes), cf. **Figure IV-41**. Les conditions limites considérées correspondent à une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités. Une charge uniformément répartie est appliquée au droit des poutres de chaînage. Les déplacements de ces modèles sont limités dans le plan x-y.

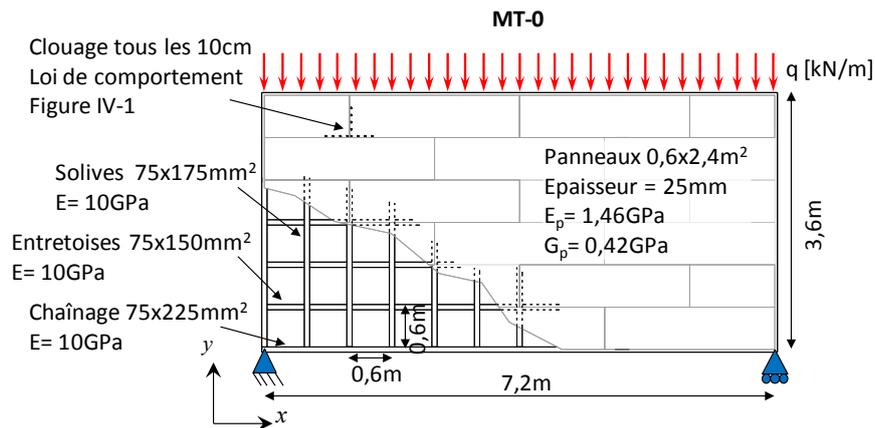


Figure IV-41. Caractéristiques géométriques et mécaniques de la configuration MT-0 (plancher sans trémies)

Ensuite, neuf modèles intégrant une trémie avec une surface équivalente à 10% ($1,2 \times 2,4 \text{ m}^2$) de celle du plancher sont considérés (cf. **Figure IV-42**). Ces modèles sont organisés en trois groupes (MT-1, MT-2 et MT3) pour lesquels la position de la trémie varie suivant la longueur du plancher. Chaque groupe intègre trois variations de positions suivant la largeur du plancher (α , β , γ). Aucun renforcement n'est considéré autour des trémies. Cependant un chevêtre est mis en œuvre en extrémité de trémie. Les propriétés géométriques et mécaniques de chevêtre correspondent à celles des solives.

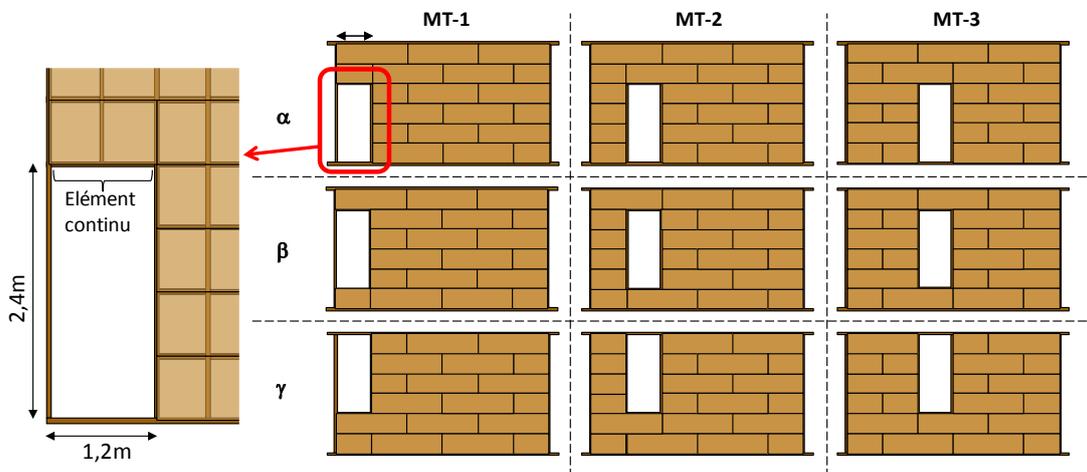


Figure IV-42. Configurations étudiées des planchers avec trémies.

La **Figure IV-43** compare les courbes force-déplacement maximal des différentes configurations étudiées. Cette figure révèle qu'en terme de raideur, les configurations les plus défavorables sont celles où les trémies se placent à l'extrémité du plancher (zone d'appui). Ainsi, la configuration MT-1 α donne un déplacement maximal égal à 1,9 fois le déplacement d'un plancher sans trémie (configuration MT-0). Plus la trémie est proche du centre du plancher, moins la raideur est affectée. Ainsi, le modèle MT-3 α se montre comme la configuration du plancher avec trémie la

plus favorable. Cette configuration n'augmente les déplacements du plancher MT-0 que par un facteur de 1,1. Les configurations du type MT-2 α se présentent comme une situation intermédiaire entre MT-1 α et MT-3 α . Le facteur multiplicateur de cette configuration est de 1,3. On observe que la variation de la position de la trémie sur la largeur du plancher (axe y) ne présente qu'une très faible influence sur le comportement global du plancher. En effet, la différence entre les variations α , β et γ de chaque configuration étudié, est d'environ 3%.

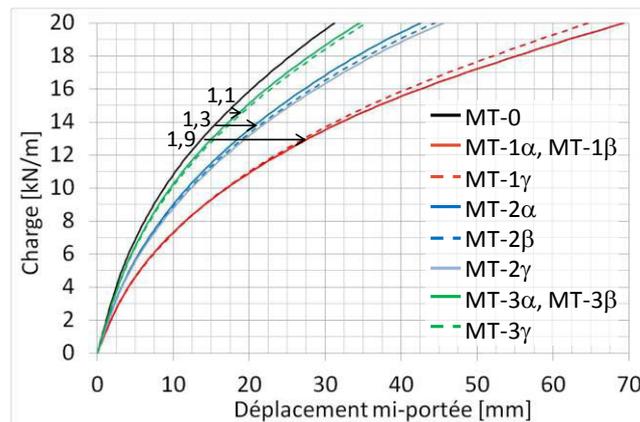


Figure IV-43. Courbe charge-déplacement à mi portée des différentes configurations de planchers avec trémies.

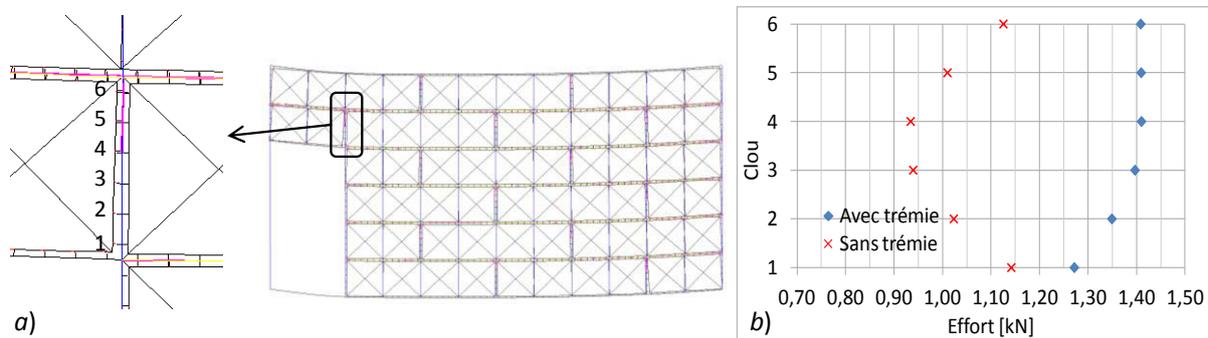


Figure IV-44. Comportement mécanique de la configuration MT-1 α . a) Déformée du plancher. b) Distribution des efforts sur les connecteurs.

La **Figure IV-44** illustre la déformée du modèle du plancher MT-1 α et montre la distribution des efforts sur les connecteurs du côté droit du panneau au-dessus la trémie. L'analyse de la déformée (cf. **Figure IV-44a**) révèle une rotation importante des panneaux situés au-dessus de la trémie. La **Figure IV-44b** illustre la distribution des efforts sur les connecteurs du plancher avec et sans trémie. Lorsque le plancher est sans trémie, l'effort maximal sur les connecteurs est de 1,15kN. Cependant, dans le cas contraire l'effort maximal augmente à 1,4kN. Cette augmentation se traduit par un important glissement des clous.

Afin de réduire l'effet des trémies sur la raideur du plancher, quatre configurations de renfort sont étudiées, cf. **Figure IV-45** :

- Cas 1 : Une double solive est mise en place du côté droit de la trémie. La connexion entre ces solives est considérée rigide.
- Cas 2 : La densité de connexion des deux panneaux placés au-dessus de la trémie est augmentée de 50% (15 clous par mètre)
- Cas 3 : Un inversement du calepinage permet de compter avec un panneau continu au-dessus la trémie.
- Cas 4 : Couple les cas 2 et 3.

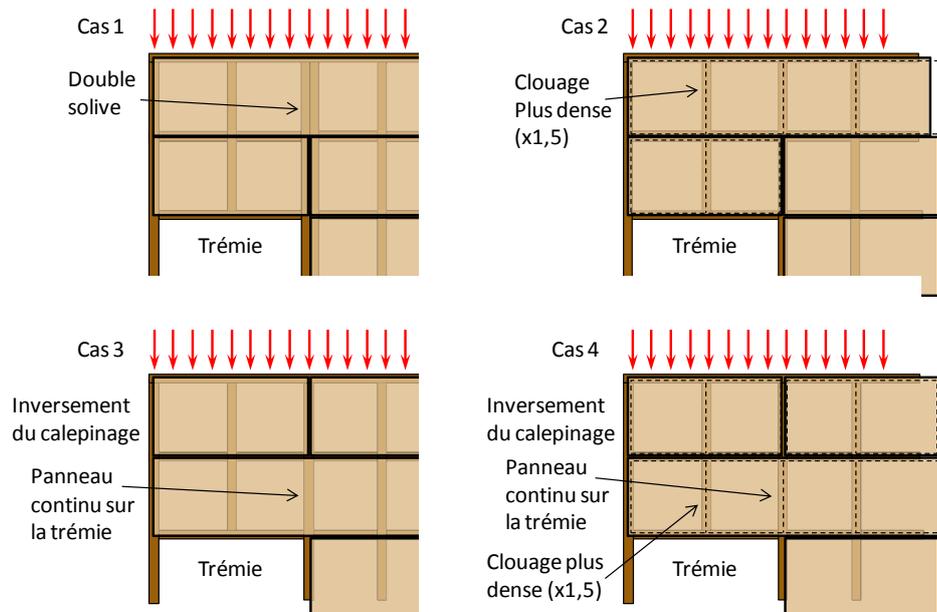


Figure IV-45. Quatre cas de renfort de trémie pour la configuration de plancher MT-1α.

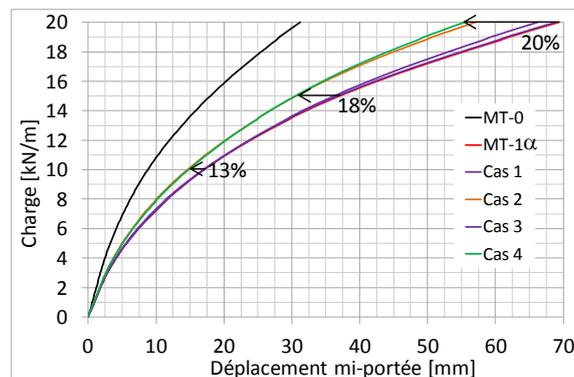


Figure IV-46. Comparaison des résultats des différents cas de renfort du plancher par rapport au plancher sans renfort (MT-0) et sans trémie (MT-1α).

La **Figure IV-46** montre que les cas 1 et 3 ne présentent pas une augmentation significative de la raideur du plancher. Néanmoins, une augmentation de 50% de la densité de connexion (cas 2 et 4) se traduit par une diminution des déplacements du plancher qui évolue en fonction de la charge appliquée (de 5 à 20%). En conséquence, la rigidité de connexion peut être considérée comme le paramètre le plus déterminant sur le comportement des planchers avec trémie.

IV.4 BILAN DU CHAPITRE

Les différentes études numériques et analytiques ont permis de réaliser plusieurs observations sur le comportement mécanique des planchers diaphragmes :

- Les modèles numériques représentent bien le comportement non-linéaire des planchers. Cependant, ces modèles tendent à surestimer la raideur. Cette surestimation varie de 40 à 7% pour le plancher 1, et de 50 à 5% pour le plancher 2. Les différences les plus importantes se présentent en début de chargement.
- L'approche analytique montre des résultats moins cohérents que la méthode numérique. Cette approche présente des difficultés pour représenter le comportement non-linéaire des planchers. Ainsi, pour le plancher 1, les différences par rapport à l'expérimentation varient entre +100 et -16% et pour le plancher 2 entre 170 et 10%.
- La configuration de plancher étudiée présente un fort développement de contraintes de flexion dans les panneaux. Ce comportement est bien traduit par les modèles numériques. Cependant, l'approche analytique néglige les effets de flexion agissant sur les panneaux.
- Les modèles numériques traduisent bien les déplacements et les rotations des panneaux mais avec une sous-estimation de 17 à 25%.
- L'étude de la distribution de contraintes internes dans les panneaux montre que les modèles numériques représentent bien le comportement réel des planchers. Ces modèles prédisent correctement les zones de rupture des panneaux. Les modèles surestiment légèrement les charges de rupture (3%) au regard du minimum des valeurs de contraintes observées sur éprouvettes. Les modèles numériques rendent compte d'une variation de la direction des efforts sur les connecteurs. Ceci peut être expliqué par plusieurs effets, dont : l'importante capacité de déformation du plancher (grands déplacements), le déplacement différentiel entre les éléments de la poutraison et les panneaux, la plastification des connecteurs panneau-poutraison, les effets de contact entre les panneaux...
- Les conditions limites des essais sont simplifiées afin d'alléger le calcul numérique. Par exemple, le jeu entre les systèmes de contreventement et les planchers n'est pas pris en compte. Ainsi, les déplacements hors plan calculés numériquement présentent une différence de 66% pour le plancher 1 et de 38% pour le plancher 2 par rapport aux valeurs mesurées.
- L'étude paramétrique montre que la raideur dans le plan du plancher est peu sensible aux caractéristiques mécaniques de la poutraison. Cependant, une variation de 45% des propriétés mécaniques des panneaux peut se traduire par une variation de 18% de la raideur globale du plancher.
- Les modèles numériques qui intègrent différentes courbes de comportement des connecteurs, fonction de leurs positions et des directions de sollicitation, fournissent les résultats les plus proches de l'expérimentation. Dans ce cas, pour le plancher 1, la différence maximale entre les résultats du modèle et ceux de l'expérimentation est de 17%.
- Le type de charge, ponctuelle ou répartie, présente une grande influence sur le comportement global des planchers. Lorsque la charge est répartie sur la longueur des planchers, les déplacements sont jusqu'à 70% moins importants. Cependant, pour ce type de chargement, les hypothèses de calcul de l'approche analytique deviennent beaucoup plus pessimistes que pour une charge ponctuelle.

- Les caractéristiques de raideur des planchers étudiés ne sont pas affectées par la direction des charges en fonction du calepinage des panneaux.
- Les modèles numériques détaillé et simplifié présentent des résultats équivalents. Néanmoins, le modèle simplifié permet de réduire de 90% les ressources informatiques. En plus, ces deux modèles peuvent être couplés.
- La configuration de trémie la plus défavorable correspond à un emplacement au bord des planchers. Pour cette situation, un renforcement de la résistance des connecteurs des panneaux adjacents à la trémie (dans la largeur du plancher) doit être réalisé. Ce renfort peut consister en une diminution de la distance entre les connecteurs. Cependant, une augmentation de largeur des éléments de la poutraison peut s'avérer nécessaire.
- Les résultats de l'étude des planchers avec trémies sont vérifiés par les approches expérimentales présentées dans le chapitre I. Ceci permet de valider la capacité des modèles numériques proposés pour étudier d'autres configurations de planchers.

CONCLUSION DU CHAPITRE IV

Le chapitre IV présente les analyses numériques et analytiques des planchers testés dans le chapitre III. Les nombreuses analyses réalisées ont permis de quantifier la capacité des modèles numériques et analytiques à représenter le comportement mécanique des planchers diaphragmes en bois. Dans un premier temps, l'approche numérique détaillée a été employée pour modéliser les deux planchers testés. Cette première étape de modélisation considérait des caractéristiques mécaniques moyennes pour les composants des planchers. La comparaison des résultats par rapport à l'expérimentation révèle une surestimation de la raideur globale des planchers. Toutefois, l'étude des comportements locaux tels que la rotation des panneaux et la distribution de contraintes internes montre une très bonne approximation des modèles numériques.

L'étude de sensibilité a permis de raffiner les modèles numériques. Cette étude a montré la grande influence des propriétés mécaniques des panneaux sur le comportement global des planchers. En plus, la campagne de caractérisation mécanique de la connexion, présentée dans le chapitre III, a mis en évidence la variation de la rigidité de connexion en fonction de la position des connecteurs et de la direction de la sollicitation. En plus, une grande sensibilité des modèles vis-à-vis des caractéristiques de la connexion a été observée. Ainsi, l'intégration de ce phénomène dans les modèles numériques a permis de mieux représenter le comportement global des planchers.

Les résultats analytiques montrent, en général, des valeurs un peu plus éloignées des valeurs expérimentales que celles des modèles numériques. Ainsi, l'approche analytique présente des difficultés pour bien traduire le comportement non-linéaire des planchers diaphragmes en bois. En fait, les hypothèses considérées par cette méthode, surestiment les efforts sur les connecteurs. En conséquence dans le cas d'un plancher avec entretoises, les déplacements calculés deviennent plus pessimistes par rapport à l'expérimentation. Dans le cas des planchers sans entretoises, cette méthode n'est pas directement applicable. Malgré la prise en compte d'une approche qui considère un facteur multiplicateur de 3, les résultats apportés par cette méthode ne permettent pas de prévoir le comportement des planchers sans entretoises.

L'application du modèle numérique simplifié a montré qu'il présente des résultats équivalents à ceux du modèle détaillé tout en étant moins exigeant en ressources numériques. Ainsi, ce type de modèle trouve un intérêt pour une étude paramétrique où un grand nombre de configurations doivent être étudié. L'intégration d'une trémie sur le plancher en est un premier exemple. Quatorze configurations de planchers ont été étudiées en utilisant ce modèle. Les résultats obtenus se montrent cohérents par rapport à la bibliographie. Ceci donne des indications intéressantes et prometteuses pour l'utilisation d'un tel modèle. De plus, ce modèle peut s'avérer fort utile pour les analyses sismiques des structures composées de panneaux diaphragmes en bois.

CONCLUSION GENERALE

Le travail de recherche sur le comportement des planchers diaphragmes en bois présenté ici, aborde leurs modélisations numériques, des expérimentations globales et élémentaires, des approches analytiques simplifiées. Ces planchers diaphragmes jouent un rôle important dans le comportement mécanique global des bâtiments à ossature en bois : le plancher doit d'une part, assurer la reprise des efforts verticaux d'exploitation, poids propre... d'autre part distribuer tout effort horizontal vers le système de contreventement. La manière dont les efforts horizontaux sont distribués, est directement liée au rapport de raideur des planchers et des contreventements dans leurs plans respectifs. L'analyse bibliographique du chapitre I a montré que les éléments les plus déterminants dans le comportement mécanique des planchers correspondent aux panneaux (voiles travaillants) et à leur connexion avec la poutraison. En plus, une méthode analytique simplifiée pour le calcul des déplacements des planchers a été étudiée.

Le chapitre II propose une méthode de modélisation numérique des planchers en bois. Cette méthode permet de coupler plusieurs phénomènes mécaniques antérieurement négligés, tels que la non-linéarité des assemblages et les effets de contact entre les panneaux. En plus, à la différence des modèles précédents, les approches proposées ici permettent de considérer la configuration géométrique et mécanique réelle des planchers.

Compte tenu de la forte influence des caractéristiques mécaniques de la connexion panneaux-poutraison, une attention spéciale a été apportée à la méthode de modélisation de cette connexion. Ainsi, le nouveau système de connexion proposé dans ce travail présente les améliorations suivantes :

- Il élimine les problèmes de surestimation de la rigidité de connexion observés dans les modèles antérieurement présentés,
- il permet de considérer un comportement orthotrope des connecteurs,
- il permet de modéliser chaque connecteur individuellement. Ainsi, dans les modèles numériques il y a autant d'éléments de connexion que de connecteurs dans le plancher,
- il intègre les effets de l'excentricité des connecteurs par rapport à l'axe des éléments de la poutraison. Ceci permet de considérer les effets des déplacements hors plan du plancher.

En outre, deux méthodes de modélisation des panneaux, détaillée et simplifiée ont été proposées. La première permet de conduire une étude de la distribution des contraintes et des modes de rupture des planchers. La deuxième, présentant un calcul numérique 90% moins coûteux, favorise la conduite des études paramétriques.

Le chapitre III présente une campagne expérimentale à échelle réelle. Deux planchers diaphragmes en bois (avec et sans entretoises) ont été l'objet de cette étude. Ces planchers possèdent une surface de 2,4x7,2m² et ils ont été testés en flexion « 4 points » dans leur plan. Quatorze points du plancher ont été instrumentés par des capteurs de déplacement et des inclinomètres. De plus un système de vidéométrie a permis de mesurer les déplacements de 100 points des planchers en 3D. En complément, une campagne de caractérisation des composants des planchers a été effectuée. Les résultats de cette campagne ont servi pour déterminer les paramètres de calage pour les modèles numériques proposés.

Les différentes mesures effectuées pendant les essais ainsi que l'analyse visuelle post-essais ont permis de déterminer le comportement mécanique global et local des planchers étudiés. Une importante capacité de déformation et un comportement non-linéaire très marqué des planchers ont été observés. On note une forte participation des panneaux sur le comportement global des planchers. Les modes des ruptures ont été principalement liés aux effets de flexion sur les panneaux et à l'écrasement dans leurs coins dû aux effets de contact entre eux. De plus, une influence importante de la connexion dans la déformation globale des planchers a été observée. Les caractéristiques mécaniques de cette connexion dépendent du type de connecteur mais aussi des caractéristiques des panneaux. En effet les essais de cisaillement des connecteurs montrent que les éprouvettes avec des panneaux de particules peuvent présenter un comportement plus ductile que celles avec des panneaux OSB. Cependant ce dernier type d'éprouvette présente une résistance légèrement plus élevée. De cette manière, le type de panneaux utilisé peut modifier le type de rupture de la connexion et en conséquence le comportement global du plancher. En outre, la présence d'entretoises se montre comme un facteur déterminant sur la résistance et la rigidité des planchers. Le plancher sans entretoises s'est révélé le plus souple. En effet, la résistance de ce plancher est inférieure de 60% à celle du plancher avec entretoises. Ainsi, vis-à-vis des prescriptions de l'Eurocode 8, ce type de plancher peut être considéré comme inapte comme diaphragme sous sollicitation sismique.

La réalisation de ce type d'expérience à échelle 1 présente des nombreuses difficultés techniques. Les informations disponibles limitées dans la bibliographie en font preuve. De cette manière, les résultats obtenus dans cette campagne expérimentale représentent une importante base de données pour le calage des approches numériques et analytiques. En conséquence, le chapitre IV a mis en application l'approche analytique présentée dans le chapitre I ainsi que le modèle numérique proposé dans le chapitre II. Les planchers étudiés expérimentalement ont été modélisés avec ces approches. La comparaison des résultats a permis d'évaluer leur représentativité. Dans le cas du modèle analytique, d'importantes différences par rapport à l'expérimentation ont été trouvées. Les nombreuses simplifications considérées, situent le calcul

du côté sécuritaire (surestimation des déplacements). Cependant, dans le domaine élastique-linéaire cette méthode se révèle être un outil intéressant. Une étude paramétrique associée à cette approche devrait permettre de déterminer un coefficient de « sécurité » ou de surdimensionnement à prendre en compte dans le calcul simplifié des planchers diaphragmes.

Les approches numériques ont conduit à une très bonne approximation de l'expérimentation. Les phénomènes non-linéaires tels que la plastification des connecteurs et les effets de contact ont été pris en compte. Le modèle détaillé traduit bien les zones et la charge de rupture des panneaux. Bien que la conception des modèles ait été soigneusement construite sur la base de concepts et des résultats issus de la bibliographie, les observations effectuées lors de la campagne expérimentale, ont permis de raffiner ces modèles. Ainsi, une des importantes modifications à considérer correspond à la prise en compte de différentes lois de comportement mécanique des connecteurs en fonction de leur position et de leur direction de sollicitation.

Les bons résultats présentés par le modèle numérique simplifié par rapport au modèle détaillé, montrent que ce type de modèle peut être également utilisé pour déterminer le comportement global des planchers. En plus, cette approche, en intégrant tous les effets considérés par le modèle détaillé, permet la réalisation d'études paramétriques rapides. Ainsi ce modèle simplifié a été utilisé pour conduire une étude de l'influence des trémies sur la raideur des planchers. Les résultats obtenus sont cohérents avec les observations issues de la bibliographie.

Les modèles numériques proposés dans ce travail constituent un outil intéressant pour l'analyse du comportement des planchers diaphragmes en bois. Dans ce rapport, quelques exemples d'analyses ont été présentés. Cependant, ces analyses peuvent (et doivent) être complétées par une exploitation plus approfondie des modèles. Par exemple, l'étude de la distribution des efforts sur les connecteurs et sur les éléments de la poutraison fournira des éléments qui permettront d'améliorer les approches analytiques. Ainsi ces modèles ouvrent plusieurs voies de recherche, dont :

- Dans ce travail, une hypothèse de connexion parfaitement articulée entre les solives et les poutres de chaînage a été considérée. Toutefois, une caractérisation mécanique de ce type de connexion permettra d'intégrer la semi-rigidité de connexion de cet assemblage,
- le faible coût numérique du modèle simplifié permet d'envisager l'intégration du comportement dynamique de la connexion panneaux-poutraison, avec des modèles incorporant l'endommagement cyclique des assemblages,
- plusieurs configurations géométriques peuvent être étudiées. Ainsi, des formes autres que rectangulaires ou différentes dispositions de panneaux ou de poutraison sont abordables avec les approches proposées,
- les modèles détaillé et simplifié peuvent être combinés afin d'optimiser l'étude de contraintes,

- des appuis élastiques non-linéaires peuvent être mis en œuvre afin d'étudier la distribution des efforts vers le système de contreventement,
- une campagne expérimentale sur des planchers avec trémies permettra de valider la modélisation de ce type de plancher,
- les approches présentées dans l'étude peuvent être appliquées, sans modifications, à la modélisation des murs de contreventement en bois,
- des études paramétriques peuvent être conduites afin de déterminer l'influence des différents types de calepinage des panneaux et la distributions de clouage.

REFERENCES

A

- [**ABE 1989**] ABENDROTH R., WIPF T., Cyclic load behavior of bolted timber joint. Journal of Structural Engineering, vol. 115, n°10, p.2496-2510, ASCE, 1989.
- [**AFPA 2005**] National Design Specification for Wood Construction. American Forest & Paper Association, 2005.
- [**AFPA 2008**] Wind and Seismic, Special design provisions for wind and seismic. American Forest & Paper Association, 2008.
- [**APA 053**] Wood structural panel shear wall deflection formula. Technical topics TT-053A. American Plywood Association, 2007.
- [**APA 064**] Deflection of Unblocked Wood Structural Panel Diaphragms. Technical topics TT-064A, American Plywood Association, 2008.
- [**APA 2007**] Diaphragms and shear walls – Design and construction guide. American Plywood Association, 2007.
- [**ARN 2011**] ARNOLD C., Timber construction. World Housing Encyclopedia, Earthquake Engineering Research Institute, 2011.
- [**ATC 48A**] Seismic response of wood-frame construction. Part A: How Earthquakes affects wood building. Briefing paper 3, Applied technology Council.
- [**ATC 48B**] Seismic repose of wood-frame construction. Part B: The role of wood-frame diaphragms. Briefing paper 3, Applied Technology Council.
- [**ATC 7**] Guidelines for the design of horizontal wood diaphragms, Applied Technology Council, 1981.

B

- [**BET 2003**] BETBEDER-MATIBET J., Génie parasismique. 2, Risques et aléas sismiques. Hermes sciences publications, Lavoisier, ISBN 2-7462-0688-9, Paris, 2003.
- [**BOO 2007**] BOONMARLERT P., TRAIWIVATANA S., BHOTHIKHUN P., DECHAUMPHAI P., Comparative performance between Discrete Kirchhoff Triangular and Standard Rectangular Plate Bending Elements. The 21st Conference of Mechanical Engineering Network of Thailand, 2007.
- [**BRA 2011**] BRANCO J., NEVES L., Robustness of timber structures in seismic areas. Engineering Structures, vol. 33, issue 11, pp 3099–3105, novembre 2011.
- [**BUS 2007**] BUJNAK J., Analyse globale de poutres mixtes acier béton- Approche analytique et modélisation non linéaire. Thèse de Doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand et Université de Zilina, 2007.

C

- [CAS 2013] Cast3m, Code de calcul pour l'analyse de structures par la méthode des éléments finis, Commissariat français à l'Energie Atomique, <http://www-cast3m.cea.fr/>, mars 2013.
- [CEN 1995] Comité Européen de normalisation. Eurocode 5, Conception et calcul des structures en bois – Partie1-1 : Généralités –Règles communes et règles pour les bâtiments.
- [CEN 1998] Comité Européen de normalisation. Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [CHA 1993] CHARRAS T., MILLARD A., VERPEAUX P., Solution of 2D and 3D contact problems by means of Lagrange multipliers in the Cast3m 2000 finite element program. Transactions on Engineering Sciences vol 1. ISSN 1743-3533, 1993.
- [CHA 1996] CHAPLAIN M., Comportement sous sollicitations sévères des assemblages de structures en bois : modélisation de l'endommagement. Thèse de Doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, 1996.
- [CHA 2010] CHATEAUNEUF A. *Comprendre les éléments finis : principes, formulations et exercices corrigés*. Ellipses, ISSN 978-2-7298-5430-0, Paris, 2010.
- [COU 1952] COUNTRYMAN D. Lateral tests on plywood sheathed diaphragms, Laboratory Report n°55, Douglas-fir Plywood Association, Tacoma, Washington, 1952.
- [COU 1954] COUNTRYMAN D., COLBENSON P., Horizontal plywood diaphragm tests, Laboratory Report n°63, Douglas-fir Plywood Association, Tacoma, Washington, 1954.
- [CUR 2009] CURTIS E., Deflection of Light Frame Wood Diaphragms. Research Report of Washington State University, 2009.

D

- [DAU 1998] DAUDEVILLE L., DAVENNE L., RICHARD N., KAWAI N., Etude du comportement parasismique de structures à ossature en bois. Revue Française de Génie Civil vol 2, Issue 6, p. 651-665, 1998.
- [DAV 1997] DAVENNE L., DAUDEVILLE L., KAWAI N., YASUMURA M., A numerical analysis of shear walls structural performances. Proceedings of the 30th CIB-W18 Meeting, Vancouver Canada, Paper 30-15-2, 1997.
- [DIN 1998] DINEHART D., SHENTON H., Comparison of static and dynamic response of timber shear walls. Journal of Structural Engineering, vol. 124, n°6, p686-695, ASCE, 1998.
- [DOL 1989] DOLAN J., The dynamic response of timber shear walls. Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. University of British Columbia, Vancouver, 1989.
- [DOL 1991a] DOLAN J., FOSCHI R., Structural Analysis Model for Static Load Timber Shear Wall. Journal of Structural Engineering, vol. 117, n°3, ASCE, 1991.
- [DOL 1991b] DOLAN J., A numerical model to predict the dynamic response of timber shear walls. Procedure International. Timber Engineering Conference, vol. 4, p.267-274, 1991.

- [DOL 1999] DOLAN J., Design guidelines for wood diaphragms. Proposal to CUREe-Caltech Wood Frame Project Task 1.4.2-Diaphragms Studies, Blacksburg, Virginia. 1999.

E

- [EAS 1982] EASLEY J., FOOMANI M., DODDS R., Formulas for wood shear walls. Journal of the Structural Division. vol. 108, n°11, p2460-2478, ASCE, 1982.

F

- [FAL 1988] FALK R., ITANI R., Prediction of diaphragm displacement. International Conference on Timber Engineering. Forest Products Research Society, Washington, 1988.

- [FAL 1989] FALK R., ITANI R., Finite element modeling of wood diaphragms. Journal of Structural Engineering, vol. 115, n°3. ASCE, 1989.

- [FIL 2002] FILIATRAULT A., FISHER D., FOLZ B., UANG C., Experimental parametric study on the in-plane stiffness of wood diaphragms. Canadian J. of Civil Engineering n°29, p554-566, 2002.

- [FOL 2000] FOLZ B., FILIATRAULT A., CASHEW—Version 1.0: A computer program for cyclic analysis of wood shear walls. Rep. N°. SSRP-2000/10, Structural Systems Research Project, Dept. of Structural Engineering, Univ. of California, San Diego, 2000.

- [FOS 1977] FOSCHI R., Analysis of wood diaphragms and trusses. Part 1: Diaphragms. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 4, n°3, p345-352, 1977.

- [FOS 1982] FOSCHI R., Performance evaluation of shear walls, and diaphragms with waferboard sheathing. A report to Canadian Waferboard Association, Canada Corp, 1982.

- [FOU 2009] FOURNELY E., FUENTES S., SAUVAT N., DUBOIS F., TAAZOUNT M., Connaissance de l'interaction entre l'environnement et comportement des ouvrages extérieurs – connexions bois métal et bois béton, Convention Massif-Central n° 2007, PITE bois, 37, 2009.

- [FRU 2011] FRÜHWALD E., Analysis of structural failures in timber structures: Typical causes for failure and failure modes. Engineering Structures, vol. 33, Issue 11, pp 2978–2982, novembre 2011.

- [FUE 2009] FUENTES S., Modélisation des différentes configurations et technologies de planchers mixtes, Mémoire de Master UFR Sciences et technologies, Université Blaise-Pascal Clermont II, 2009.

G

- [GUP 1985] GUPTA A., KUO P., Behavior of wood-framed shear walls. Journal of Structural Engineering, vol. 111, n°8, p.1722-1733, ASCE, 1985.

- [GUP 1990] GUPTA R., GREBEMEDHIN G., Destructive testing of metal-plate connected wood truss joints. Journal of Structural Engineering, vol. 116, n°7, p.1971-1982, ASCE, 1990.

H

- [HIT 2002] HITE M., SHENTON H., Modeling the nonlinear behavior of wood frame shear walls. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, Columbia University, New York, June 2002.

I

- [IBC 1991] International Building Code. International Code Council, Falls Church, Virginia, 1991
- [ITA 1982] ITANI R., TUOMI R., McCUTCHEON W., Methodology to evaluate racking resistance of nailed walls. Forest Products Journal. vol. 32, n°1, p.30-36, 1982.
- [ITA 1984] ITANI R., CHEUNG C., Nonlinear analysis of sheathed wood diaphragms. Journal of Structural Engineering, vol. 110, n°9, ASCE, 1984.

J

- [JOH 1971] JOHNSON J., Lateral test of a 20 by 60 ft roof section sheathed with plywood overlaid on decking. Report n°29, School of Forestry, Oregon State University. Corvallis, Oregon, 1971.
- [JUD 2005a] JUDD J., FONSECA F., Analytical Model for Sheathing-to-Framing Connections in Wood Shear Walls and Diaphragms. Journal of Structural Engineering, vol. 131, n° 2, p.345-352, ASCE, 2005.
- [JUD 2005b] JUDD J., Analytical modeling of wood-frame shear walls and diaphragms. Thesis Master of Science, Brigham Young University, 2005.

K

- [KAM 1990] KAMIYA F., Horizontal plywood sheathed diaphragms with openings: static loading test and analysis. International Timber Engineering Conference, p.502-509., Tokyo, Japan, 1990.
- [KAM 1998] KAMIYA F., ITANI R., Design of wood diaphragms with opening. Journal of Structural Engineering, vol. 124, n°7, p.839-848, ASCE, 1998.
- [KAS 1992] KASAL B., LEICHTI R., Nonlinear finite element model for light frame stud walls. Journal of Structural Engineering, vol. 118, n°11, ASCE, 1992.

L

- [LAR 1973] LARSEN H., The yield load of bolted and nailed joints. The International Union of Forest Research Organizations 5, South Africa, 1973.
- [LAW 2007] Lawson J., New approaches to very large flexible diaphragms. Convention Proceeding, Structural Engineering Association of California, 2007.

M

- [MAS 1988] MASSE D., SALINAS J., Analysis of timber trusses using semi-rigid joints. Canadian Agricultural Engineering, vol 30, n°1, p.111-124, 1988.
- [MCU 1973] McCUTCHEON W., Racking deformation in wood shear walls. Journal of Structural Engineering, vol. 111, n°2, p.257-269, ASCE, 1985.

- [MUR 2008] MURTY B., ASIZ A., SMITH I., Wood and engineered wood product connections using small steel tube fasteners: An experimental study. *Journal of the Institute of Wood Science*, vol. 18, n°2, p.59-67, 2008.

N

- [NEHRP 1997] Guidelines for the seismic rehabilitation of building. National Earthquake Hazards Reduction Program Publication FEMA 273, 1997.
- [NEHRP 2000] Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, National Earthquake Hazards Reduction Program. Publication FEMA P-750, 2000
- [NOR 1991] Association Française de Normalisation. *Structures en bois : Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation – Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation*. NF-EN-26981. 1991.
- [NOR 2002] Association Française de Normalisation. *Structures en bois - Méthodes d'essai - Essais cycliques d'assemblages réalisés par organes mécaniques*. NF-EN-12512. 2002.
- [NOR 2008] Association Française de Normalisation. *Bois de structure – classes de résistance*. NF-EN-338. 2008.
- [NOR 2009] Association Française de Normalisation. *Structures en bois - Bois de structure et bois lamellé-collé, Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques*. NF-EN-408. 2009
- [NOR 2011] Association Française de Normalisation. *Panneaux à base de bois - Valeurs caractéristiques pour la conception des structures - Partie 1 : OSB, panneaux de particules et panneaux de fibres*. NF-EN-12369. 2011.

P

- [PAS 1999] PASQUET P., Calcul Mécaniques, Partie I. Manuel d'utilisation de Cast3m. Document disponible (juillet 2012) sur <http://www-cast3m.cea.fr>. 1999.
- [PAT 1987] PATTON-MALLORY M, McCUTCHEON W., Predicting racking performance of walls sheathed on both sides. *Forest Products Journal*, vol.31, n°9, p.257-269. 1987.
- [PHI 1990] Phillips T., Load sharing characteristics of three-dimensional wood diaphragms. Master Thesis, Washington State University, Pullman, Washington, 1990.
- [PHI 1993] PHILLIPS T., ITANI R., MCLEAN D., Lateral load sharing by diaphragms in wood-framed buildings. *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n°5, p1556-1571, ASCE, 1993.

R

- [RAC 1997] RACHER P., BIGER J., ROUGER F., SAGOT G., VIDON G. *Structures en bois aux états limites, introduction à l'Eurocode 5 – STEP 2 Calcul de Structure*. Sedibois, ISBN 2-212-11833-3. Paris, 1997.
- [RAD 2006] Rades M., *Finite elements analysis*, Printech, ISBN 973-718-586-2, 2006.
- [RIC 2002] RICHARD N., DAUDEVILLE L., PRION H., LAM F., Timber shear walls with large openings: Experimental and numerical prediction of the structural behavior. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n° 29, p.713-724, 2002.

[RIC 2004] RICHARD N., DAUDEVILLE L., YASUMURA M., Calcul dynamique de structures en bois fondé sur les comportements des assemblages. Revue Française de Génie Civil. n°8, p.289-302, 2004.

[RIC 2005] RICOTTI Y., Détermination par éléments finis de propriétés mécaniques effectives de motifs particuliers endommagés. Thèse doctorales, microstructure, comportement mécanique, et durabilité. Ecole doctorale Matériaux, INSA Lyon, 2005.

T

[TAR 1997a] TARABIA A., ITANI R., Static and dynamic modeling of light-frame wood building. Computers and Structures, vol. 63, n°2, p. 319-334, 1997.

[TAR 1997b] TARABIA A., ITANI R., Seismic response of light-frame Wood building. Journal of Structural Engineering, vol. 123, n°11, p. 1470-1477, ASCE, 1997.

[TIS 1966] TISSELL J., Horizontal plywood diaphragm Tests. Laboratory Report N°106, APA, The Engineered Wood Association, Tacoma, Washington, 1966.

[TIS 2004] TISSELL J., ELLIOTT J., Plywood diaphragms. Research Report n°138, APA The Engineered Wood Association, Tacoma, Washington, 2004.

[TOU 1978] TUOMI R., McCUTCHEON W., Racking Strength of light-frame nailed walls. Journal of Structural Division, vol. 104, n°7, p.1131-1140, 1978.

V

[VU 2011] VU T., Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides – Application aux structures en bois. Thèse de Doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, 2011.

W

[WES 2005] WESCOTT J., Horizontal stiffness of wood diaphragms. Thesis Master of Science in Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute, 2005.

[WIL 1972] WILKILSON T., Analysis of nailed joints with dissimilar members. Journal of the Structural Division, vol. 98, n°9, p. 2005-2013, ASCE, 1972.

[WIT 1995] WHITE M., DOLAN J., Nonlinear shear wall analysis. Journal of Structural Engineering, vol. 121, n°11, p. 1629-1635, ASCE, 1995.

Y

[YAS 2003] YASUMURA M., Pseudo-dynamic test on conventional timber structures with shear walls. Proceeding of the 36th CIB-W18 Meeting, Universitat Karlsruhe, Germany, 2003.

Z

[ZIE 2005] ZIENKIEWICZ O., TAYLOR R., ZHU J., *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*, 6th Edition, ISBN 0-7506-6322-7, 2005.

ANEXES

- A** Exemple de calcul des déplacements d'un plancher diaphragme et des murs de contreventement
 - B** Plans des planchers testés
 - C** Essais de cisaillement des connecteurs
 - D** Méthode de calcul de la raideur initial et de limite élastique
-

ANNEXE A : EXEMPLE DE CALCUL DES DEPLACEMENTS D'UN PLANCHER-DIAPHRAGME ET DES MURS DE CONTREVENTEMENT.

Afin d'illustrer l'application des équations simplifiées présentées en §I.3.1 et I.3.2, dans ce qui suit on décrit la procédure de calcul des déplacements d'une structure simple. Cette structure est composée par un plancher diaphragme en bois de $3,2 \times 7,2 \text{m}^2$, supporté par deux murs de contreventement (cf. **Figure V-1**). Les murs de contreventement ont une longueur totale de 3,2m, une hauteur de 2,4m, et un des deux présente une ouverture de fenêtre. Comme sollicitation, une charge de 5,5kN/m est appliquée horizontalement sur toute la longueur du plancher. Les **Figure V-2** et **Figure V-3** montrent la configuration géométrique du plancher et des murs étudiés, ainsi que le **Tableau V-1** résume les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des composants. Ces propriétés mécaniques et géométriques correspondent aux valeurs proposées par l'Eurocode 5 [CEN 1995] .

Le mur sans ouverture est composé par trois sections identiques de $1,2 \times 2,4 \text{m}^2$ (section S1 dans la **Figure V-3**). Pour le plancher diaphragme une comparaison des résultats avec les expressions normatives (c.f. §I.3.3) est également réalisée. En plus, deux cas de plancher sont étudiés : plancher avec et sans entretoises.

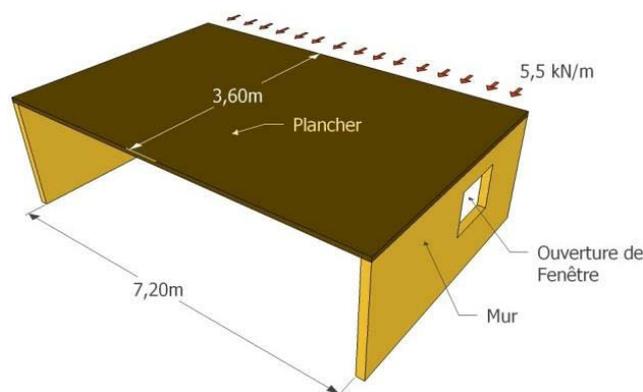


Figure V-1. Structure plancher-murs sollicitée par une charge horizontale répartie.

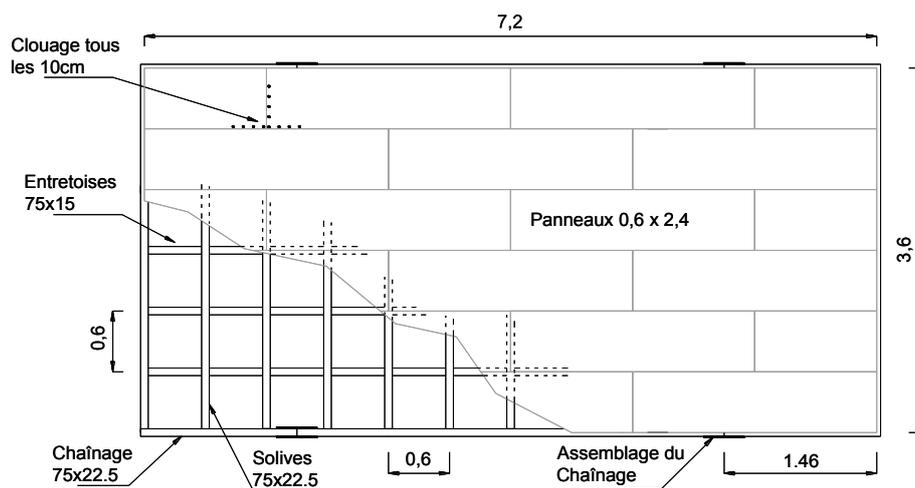


Figure V-2. Configuration géométrique du plancher.

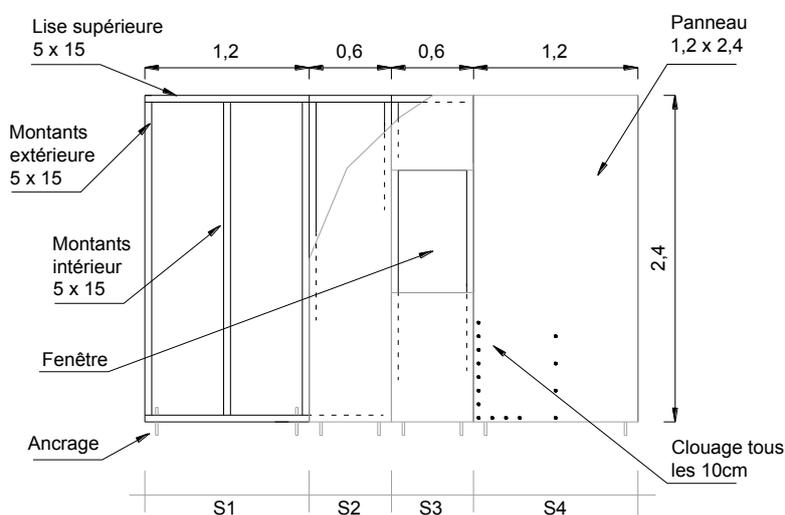


Figure V-3. Configuration géométrique du mur avec une ouverture.

Tableau V-1. Caractéristiques géométriques et mécaniques des composants du plancher et des murs.

	Solives, Chaînage	Entretoises	Panneaux- planchers	Montants	Panneaux- Murs
a (Largeur)	7,5 [cm]	7,5 [cm]	0,6 [m]	5 [cm]	0,6 - 1,2 [m]
h (Hauteur)	22,5 [cm]	15 [cm]	2,4 [m]	15 [cm]	2,4 [m]
t_f (épaisseur)	-	-	20 [mm]	-	13 [mm]
E (module de Young)	$11 \cdot 10^6$ [kN/m ²]	$11 \cdot 10^6$ [kN/m ²]	$2,7 \cdot 10^6$ [kN/m ²]	$11 \cdot 10^6$ [kN/m ²]	$2,7 \cdot 10^6$ [kN/m ²]
G_p (module de cisaillement)	-	-	771 500 [kN/m ²]	-	771 500 [kN/m ²]
Assemblages	Clous Panneaux- membres		Continuité de chaînage		Ancre
Glissement	$e_n [mm] = \left(\frac{V_n [kN]}{0,8436} \right)^{\frac{1}{0,3552}}$		$\Delta_n [mm] = 0,044 N_n [kN]$		$ka = 18 \left[\frac{kN}{mm} \right]$

Plancher diaphragme avec entretoises

Si on néglige la contribution d'entretoises et des panneaux sur l'inertie flexionnelle du plancher, la contribution du moment fléchissant sur la flèche totale peut être déterminée comme :

- Contribution du moment fléchissant (cf. Eq. I-6)

$$\Delta_{flexion} = \frac{10qL^4}{384E_c A_c W^2} = \frac{10 \left(5,5 \left[\frac{kN}{m} \right] 7,2^4 [m]^4 \right)}{384 \left(11 * 10^6 \left[\frac{kN}{m^2} \right] (0,225 * 0,075) [m]^2 * 3,6^2 [m]^2 \right)} = 0,16 [mm] \quad \text{Eq. V-1}$$

En considérant que l'effort tranchant est repris uniquement par les panneaux et qu'ils n'existent pas des discontinuités. La contribution de l'effort de cisaillement sur la flèche totale du plancher est calculée comme :

- Contribution de l'effort tranchant (cf. Eq. I-8)

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{qL^2}{8G_p W t_f} = \frac{5,5 \left[\frac{kN}{m} \right] 7,2^2 [m]^2}{8 \left(771\,500 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \right) 3,6 [m] 0,02 [m]} = 0,64 [mm] \quad \text{Eq. V-2}$$

Ces deux calculs ne présentent aucune différence par rapport aux résultats issus des expressions normatives. En outre, afin de déterminer la flèche du au glissement des clous, tout d'abord il faut calculer la force maximale qui sollicite les clous. Pour calculer cette force l'A.P.A. [TIS 2004, APA 2007] propose une méthode approchée que consiste en diviser l'effort de cisaillement maximal v par le nombre de clous contenus dans une unité de longueur. De cette manière, on calcule le glissement d'un clou comme :

- Calcul de la force sur un clou

$$V_{max} = \frac{qL}{2} = \frac{5,5 \left[\frac{kN}{m} \right] 7,2 [m]}{2} = 19,8 [kN] \quad \text{Eq. V-3}$$

$$v = \frac{V_{max}}{W} = \frac{19,8 [kN]}{3,6 [m]} = 5,5 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad \text{Eq. V-4}$$

$$V_n = \frac{v}{N^o \text{ clous par } [m]} = \frac{5,5 \left[\frac{kN}{m} \right]}{10 \left[\frac{\text{clou}}{m} \right]} = 0,55 \left[\frac{kN}{\text{clou}} \right] \quad \text{Eq. V-5}$$

- Calcul du glissement d'un clou

$$e_n = \left(\frac{0,55 \left[\frac{kN}{\text{clou}} \right]}{0,8436} \right)^{\frac{1}{0,3552}} = 0,30 [mm] \quad \text{Eq. V-6}$$

- Calcul du facteur β (cf. **Eq. I-19**)

$$\beta = \left[\frac{\sqrt{2} \cos \left(45^\circ - \arctan \left(\frac{0,6[m]}{2,4[m]} \right) \right)}{\sqrt{0,6^2[m]^2 + 2,4^2[m]^2} \cos \left(90^\circ - 2 \arctan \left(\frac{0,6[m]}{2,4[m]} \right) \right)} \right] = 1,042 \left[\frac{1}{m} \right] \quad \text{Eq. V-7}$$

- Contribution du glissement des clous (cf. **Eq. I-18**)

$$\Delta_{\text{connexion}} = \beta L e_n = 1,042 \left[\frac{1}{m} \right] 7,2[m] 0,30[mm] = 2,25[mm] \quad \text{Eq. V-8}$$

Dans cette procédure on a arbitrairement considéré 10 clous par mètre. Cependant si on considère 9 ou 11 clous par mètre, on obtient un déplacement total de 3,03 (+35% sur 2,25mm) et 1,72mm (-24% sur 2,25mm) respectivement.

En outre, si on applique directement l'expression proposée par l'A.P.A. pour le calcul de ce déplacement on obtient :

- Calcul selon l'A.P.A. (cf. **Eq. I-37**) (Les données ont été transformées en des unités anglo-saxonnes)

$$\Delta_{\text{connexion}} = 0,188 L e_n = 0,188 \left[\frac{1}{ft} \right] 23,62[ft] 0,0124[in] = 0,0547[in] = 1,39[mm] \quad \text{Eq. V-9}$$

Cette expression donne ainsi un déplacement de 1,39[mm], soit 38% moins que la solution analytique générale. Cette différence est expliquée par le fait que l'A.P.A. considère un panneau 2 fois plus large que celui utilisé dans la structure analysée. Ainsi, on peut noter que les expressions proposées par les codes cités précédemment, ne sont applicables qu'en situation spécifique.

Enfin, le déplacement du plancher dû au glissement des assemblages de chaînage peut être déterminé comme suit :

- Calcul de la force réagissant sur chaque assemblage

$$N_n = \frac{M(x_i)}{W} = \frac{\frac{qL}{2} x_i - \frac{q}{2} x_i^2}{W} = \frac{\frac{5,5 \left[\frac{kN}{m} \right] 7,2[m]}{2} 1,46[m] - \frac{5,5 \left[\frac{kN}{m} \right]}{2} 1,46^2[m]^2}{3,6[m]} = 6,40[kN] \quad \text{Eq. V-10}$$

- Calcul du glissement de l'assemblage

$$\delta_c = 0,044 N_n = 0,044 * 6,40[kN] = 0,28[mm] \quad \text{Eq. V-11}$$

- Contribution du glissement des chaînages (c.f. **Eq. I-24**)

$$\Delta_{\text{chaînage}} = \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W} = \frac{4(0,28[mm] 1,46[m])}{2 * 3,6[m]} = 0,23[mm] \quad \text{Eq. V-12}$$

Dans ce calcul il a été considéré que les assemblages dans le chaînage comprimé présentent le même glissement que ceux dans le chaînage tendu. Ceci néglige l'effet de butée de deux poutres de chaînage sous compression. Pour prendre en compte cet effet, l'A.P.A. propose que le glissement de l'assemblage comprimé soit considéré comme un 1/6 de l'assemblage en traction. Ainsi le déplacement du plancher peut être recalculé selon l'équation **Eq. V-13**.

$$\Delta_{chaînage} = \frac{\sum_{i=1}^n \delta_{c,i} x_i}{2W} = \frac{2 (0,28[mm] 1,46[m]) + 2 \left(\frac{0,28}{6} [mm] 1,46[m] \right)}{2 * 3,6[m]} = 0,13[mm] \quad \text{Eq. V-13}$$

On peut noter que le fait de limiter les déplacements en compression par un facteur 1/6, permet de réduire le déplacement dû aux assemblages de chaînage à 56%. En outre, on peut observer que ce déplacement est fortement sensible à l'emplacement des assemblages. Pour illustrer cet effet, l'équation **Eq. V-14** présente le calcul du déplacement en considérant uniquement 1 assemblage de chaque côté placé à mi-portée du plancher.

$$\Delta_{chaînage} = \frac{\sum_1^n \Delta_n x_n}{2W} = \frac{(0,44[mm] 3,6[m]) + \left(\frac{0,44}{6} [mm] 3,6[m] \right)}{2 * 3,6[m]} = 0,26[mm] \quad \text{Eq. V-14}$$

Ce résultat montre qu'un assemblage de continuité situé à mi-portée du plancher, présente un effet plus important que deux assemblages de même caractéristiques placés à 1,46m des appuis.

Selon l'équation **Eq. I-1** (rappelée ci-dessous) la flèche totale du plancher avec entretoises est égale à la somme des contributions du moment fléchissant, de l'effort de cisaillement, du glissement des clous et du glissement d'assemblage des chaînages. Ainsi, selon les équations analytiques générales, la flèche totale du plancher est donnée par l'équation **Eq. V-15**. L'équation **Eq. V-16** présente le calcul réalisé selon les expressions retenues par l'A.P.A.

➤ Rappel équation **Eq. I-1**

$$\Delta_{plancher} = \Delta_{flexion} + \Delta_{cisaillement} + \Delta_{connexion} + \Delta_{chaînage}$$

➤ Equation Analytique Générale

$$\Delta_{plancher} = 0,16[mm] + 0,64[mm] + 2,25[mm] + 0,13[mm] = 3,18[mm] \quad \text{Eq. V-15}$$

➤ Equation APA (résultats transformés en unités SI)

$$\Delta_{plancher} = 0,16[mm] + 0,64[mm] + 1,39[mm] + 0,13[mm] = 2,32[mm] \quad \text{Eq. V-16}$$

La **Figure V-4** illustre le pourcentage de contribution de chaque terme considéré dans le calcul du déplacement du plancher pour une charge appliquée de 5,5kN/m. Dans cette figure on peut

noter que le 71% du déplacement du plancher correspond au glissement de la connexion panneaux-poutraison. Cependant, du fait que cette connexion présente un comportement non-linéaire, la participation de chaque facteur peut varier selon la charge appliquée. La **Figure V-5a** montre l'évolution du déplacement total, et la **Figure V-5b** présente l'évolution de l'influence de chaque facteur en fonction du chargement.

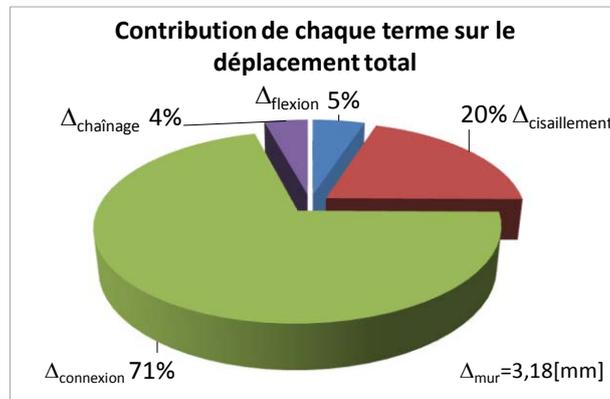


Figure V-4. Contribution des différents facteurs sur le déplacement total du plancher.

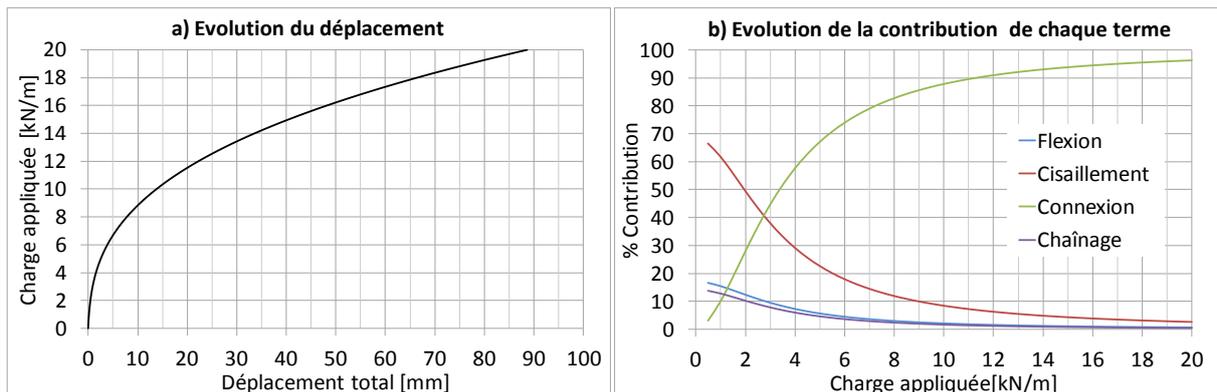


Figure V-5. Déplacements en fonction de la charge appliquée. a) Force appliquée fonction du déplacement total. b) Pourcentage de participation de chaque facteur fonction de la charge appliquée.

La **Figure V-5a** montre un comportement quasi-linéaire jusqu'à un chargement de 3kN/m. Ensuite, dû à la plastification de connecteurs, le plancher présente un comportement fortement non-linéaire. En outre, la **Figure V-5b** montre que pour un chargement inférieur à 3kN/m, le facteur le plus important est l'effet du cisaillement. Après ce niveau de chargement, la connexion panneaux-poutraison devient le facteur le plus influent. Les effets de flexion et les assemblages de chaînage ne présentent pas une grande influence. Cependant ce dernier facteur peut varier selon la position des discontinuités par rapport aux appuis du plancher. En plus, ce type d'assemblage peut également présenter un comportement non-linéaire, ce qui n'a pas été pris en compte dans cet exemple.

Plancher diaphragme sans entretoises

L'approche analytique générale est applicable uniquement aux planchers avec entretoises. D'autre part, les approches normatives telles que celles proposées par *S.P.D.W.S.* ou *N.E.H.R.P.* ne sont pas applicables au cas étudiés ici car elles limitent l'épaisseur, le type et la taille de panneau, ainsi que ses connecteurs. En conséquence la seule approche applicable à la structure en étude correspond à la démarche proposée par l'*A.P.A.* L'équation **Eq. V-17** montre l'application de cette méthode selon les résultats analytiques :

- *Calcul d'un plancher sans entretoises selon APA (c.f. Eq. I-48)*

$$d_s = 0,6[m]$$

$$\therefore \Delta_{\text{plancher sans entretoises}} = 2,5 * \Delta_{\text{plancher avec entretoises}}$$

$$\Delta_{\text{plancher sans entretoises}} = 2,5 * 3,18[mm] = 7,95[mm] \quad \text{Eq. V-17}$$

Mur de contreventement

Pour le calcul des déplacements des murs de contreventement, on suit une procédure similaire à celle présentée pour le plancher-diaphragme. Selon la **Figure V-3**, le mur qui présente une ouverture de fenêtre est composé par 4 sections (*S1, S2, S3, S4*). Où les sections *S1* et *S4* sont identiques, la section *S2* est la plus petite, et la section *S3* présente une ouverture. Ainsi, le déplacement total de ce mur est calculé comme une fonction des déplacements de chaque section. Pour cet exemple, la contribution de chaque section est calculée en fonction de leur longueur par rapport à la longueur totale effective du mur. Cette procédure est retenue par l'*A.P.A.* [**APA 2007**], elle suggère également que les sections présentant une ouverture doivent être négligées.

De l'équation **Eq. V-3** on obtient que pour une charge répartie de 5,5kN/m appliquée horizontalement sur le plancher, la force *P* au sommet des murs est égale à 19,8kN. Afin de calculer la contribution de chaque segment, cette charge doit être pondérée selon la longueur. Ainsi, pour le mur avec une ouverture, si B_{S_i} correspond à la longueur de chaque section, en négligeant la contribution de la section *S3* ($B_{S3} = 0,6m$), on obtient :

- *Calcul de la charge sur chaque section*

- *Section S1 et S4*

$$P_{S1} = P_{S4} = P * \left(\frac{B_{S1}}{W - B_{S3}} \right) = 19,8[kN] * \left(\frac{1,2[m]}{3,6[m] - 0,6[m]} \right) = 7,92[kN] \quad \text{Eq. V-18}$$

- Section S2

$$P_{S2} = P * \left(\frac{B_{S2}}{W - B_{S3}} \right) = 19,8[kN] * \left(\frac{0,6[m]}{3,6[m] - 0,6[m]} \right) = 3,96[kN] \quad \text{Eq. V-19}$$

Le déplacement de chaque section dû au moment fléchissant est calculé comme suit.

- Contribution du moment fléchissant (Eq. I-27)

- Section S1 et S4

$$\Delta_{flexion} = \frac{2P_{S1}H^3}{3E_m A_m B_{S1}^2} = \frac{2(7,92[kN])2,4^3[m]^3}{3 \left(11 * 10^6 \left[\frac{kN}{m^2} \right] (0,05 * 0,15)[m]^2 * 1,2^2[m]^2 \right)} = 0,61[mm] \quad \text{Eq. V-20}$$

- Section S2

$$\Delta_{flexion} = \frac{2P_{S2}H^3}{3E_m A_m B_{S2}^2} = \frac{2(3,96[kN])2,4^3[m]^3}{3 \left(11 * 10^6 \left[\frac{kN}{m^2} \right] (0,05 * 0,15)[m]^2 * 0,6^2[m]^2 \right)} = 1,23[mm] \quad \text{Eq. V-21}$$

On remarque que ce calcul est effectué en considérant que l'effort de flexion est repris uniquement par les montants extérieurs des murs. La contribution des efforts de cisaillement est calculée de la façon suivante :

- Contribution de l'effort tranchant (cf. Eq. I-29)

- Section S1 et S4

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{P_{S1}H}{G_P B_{S1} t_f} = \frac{7,92[kN]2,4[m]}{771\,500 \left[\frac{kN}{m^2} \right] 1,2[m]0,013[m]} = 1,58[mm] \quad \text{Eq. V-22}$$

- Section S2

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{P_{S2}H}{G_P B_{S2} t_f} = \frac{3,96[kN]2,4[m]}{771\,500 \left[\frac{kN}{m^2} \right] 0,6[m]0,013[m]} = 1,58[mm] \quad \text{Eq. V-23}$$

Pour le calcul du déplacement dû au glissement des connecteurs (clous), le calcul de la force de cisaillement par unité de longueur du mur est montré par l'équation Eq. V-24. En plus, si on suppose une distribution uniforme des connecteurs, la force de cisaillement sur chaque connecteur est calculée selon l'équation Eq. V-25, et leur glissement par l'équation Eq. V-26. En outre, le facteur β doit être déterminé pour chaque section.

- Calcul de la force sur un clou

$$v = \frac{P}{W - B_{S3}} = \frac{19,8[kN]}{3,6[m] - 0,6[m]} = 6,6 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad \text{Eq. V-24}$$

$$V_n = \frac{v}{N^{\circ} \text{ clous par } [m]} = \frac{6,6 \left[\frac{kN}{m} \right]}{10 \left[\frac{clou}{m} \right]} = 0,66 \left[\frac{kN}{clou} \right] \quad \text{Eq. V-25}$$

➤ Calcul du glissement d'un clou

$$e_n = \left(\frac{0,66 \left[\frac{kN}{clou} \right]}{0,8436} \right)^{\frac{1}{0,3552}} = 0,50 [mm] \quad \text{Eq. V-26}$$

➤ Calcul du facteur β (Eq. I-33)

○ Section S1 et S4

$$\beta_{S1} = \left[\frac{4\sqrt{2} \cos \left(45^{\circ} - \arctan \left(\frac{1,2[m]}{2,4[m]} \right) \right)}{\sqrt{1,2^2[m]^2 + 2,4^2[m]^2} \cos \left(90^{\circ} - 2 \arctan \left(\frac{1,2[m]}{2,4[m]} \right) \right)} \right] = 2,5 \left[\frac{1}{m} \right] \quad \text{Eq. V-27}$$

○ Section S2

$$\beta_{S2} = \left[\frac{4\sqrt{2} \cos \left(45^{\circ} - \arctan \left(\frac{0,6[m]}{2,4[m]} \right) \right)}{\sqrt{0,6^2[m]^2 + 2,4^2[m]^2} \cos \left(90^{\circ} - 2 \arctan \left(\frac{0,6[m]}{2,4[m]} \right) \right)} \right] = 4,167 \left[\frac{1}{m} \right] \quad \text{Eq. V-28}$$

➤ Contribution du glissement des clous (c.f. Eq. I-32)

○ Section S1 et S4

$$\Delta_{\text{connexion}} = \beta_{S1} H e_n = 2,5 \left[\frac{1}{m} \right] 2,4[m] 0,5[mm] = 3,01[mm] \quad \text{Eq. V-29}$$

○ Section S2

$$\Delta_{\text{connexion}} = \beta_{S2} H e_n = 4,167 \left[\frac{1}{m} \right] 2,4[m] 0,5[mm] = 5,01[mm] \quad \text{Eq. V-30}$$

La contribution du glissement des ancrages des murs est déterminée de la manière suivante :

➤ Contribution du glissement des ancrages

○ Section S1 et S4

$$\Delta_{\text{ancrage}} = \frac{P_{S1}}{k_a} \left(\frac{H}{B_{S1}} \right)^2 = \frac{7,92[kN]}{18 \left[\frac{kN}{mm} \right]} \left(\frac{2,4[m]}{1,2[m]} \right)^2 = 1,76 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad \text{Eq. V-31}$$

○ Section S2

$$\Delta_{\text{ancrage}} = \frac{P_{S2}}{k_a} \left(\frac{H}{B_{S2}} \right)^2 = \frac{3,96[kN]}{18 \left[\frac{kN}{mm} \right]} \left(\frac{2,4[m]}{0,6[m]} \right)^2 = 3,52 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad \text{Eq. V-32}$$

Le **Tableau V-2** résume les déplacements des sections qui composent le mur avec une ouverture.

Tableau V-2. Déplacements de chaque section du mur avec une ouverture.

Section	Longueur [m]	$\Delta_{flexion}$ [mm]	$\Delta_{cisaillement}$ [mm]	$\Delta_{connexion}$ [mm]	$\Delta_{ancrage}$ [mm]	$\Delta_{mur}(\sum\Delta)$ [mm]
1	1,2	0,61	1,58	3,01	1,76	6,96
2	0,6	1,23	1,58	5,01	3,52	11,34
3	-	-	-	-	-	-
4	1,2	0,61	1,58	3,01	1,76	6,96

Le calcul du déplacement total du mur est ainsi déterminé à partir de la contribution de chaque section en fonction du rapport entre sa longueur et la longueur totale effective du mur.

$$\Delta_{mur} = 2 \left(\frac{1,2[m]}{3[m]} \right) 6,96[mm] + \left(\frac{0,6[m]}{3[m]} \right) 11,34[mm] = 7,84[mm] \quad \text{Eq. V-33}$$

D'autre part, le mur sans ouvertures est analysé en considérant trois sections identiques. En conséquence, le calcul se limite à une seule section suivant la même procédure.

- Calcul de la charge sur chaque section

$$P_{S1} = P_{S2} = P_{S3} = P * \left(\frac{B_{S1}}{W} \right) = 19,8[kN] * \left(\frac{1,2[m]}{3,6[m]} \right) = 6,60[kN] \quad \text{Eq. V-34}$$

- Contribution du moment fléchissant (cf. Eq. I-27)

$$\Delta_{flexion} = \frac{2P_{S1}H^3}{3E_m A_m B^2} = \frac{2(6,60[kN]2,4^3[m]^3)}{3 \left(11 * 10^6 \left[\frac{kN}{m^2} \right] (0,05 * 0,15)[m]^2 * 1,2^2[m]^2 \right)} = 0,51[mm] \quad \text{Eq. V-35}$$

- Contribution de l'effort tranchant (cf. Eq. I-29)

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{P_{S1}H}{G_p B t_f} = \frac{6,60[kN]2,4[m]}{771\,500 \left[\frac{kN}{m^2} \right] 1,2[m]0,013[m]} = 1,32[mm] \quad \text{Eq. V-36}$$

- Calcul de la force sur un clou

$$v = \frac{P}{W} = \frac{19,8[kN]}{3,6[m]} = 5,5 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad \text{Eq. V-37}$$

$$V_n = \frac{v}{N^{\circ} \text{ clous par } [m]} = \frac{5,5 \left[\frac{kN}{m} \right]}{10 \left[\frac{\text{clou}}{m} \right]} = 0,55 \left[\frac{kN}{\text{clou}} \right] \quad \text{Eq. V-38}$$

- Calcul du glissement d'un clou

$$e_n = \left(\frac{0,55 \left[\frac{kN}{clou} \right]}{0,8436} \right)^{\frac{1}{0,3552}} = 0,30 [mm] \quad \text{Eq. V-39}$$

➤ Calcul du facteur β (cf. **Eq. I-33**)

$$\beta_{S1} = \left[\frac{4\sqrt{2} \cos \left(45^\circ - \arctan \left(\frac{1,2[m]}{2,4[m]} \right) \right)}{\sqrt{1,2^2[m]^2 + 2,4^2[m]^2} \cos \left(90^\circ - 2 \arctan \left(\frac{1,2[m]}{2,4[m]} \right) \right)} \right] = 2,5 \left[\frac{1}{m} \right] \quad \text{Eq. V-40}$$

➤ Contribution du glissement des clous (cf. **Eq. I-32**)

$$\Delta_{\text{connexion}} = \beta_{S1} H e_n = 2,5 \left[\frac{1}{m} \right] 2,4[m] 0,3[mm] = 1,80 [mm] \quad \text{Eq. V-41}$$

➤ Contribution du glissement des ancrages

$$\Delta_{\text{ancrage}} = \frac{P_{S1}}{k_a} \left(\frac{H}{B_{S1}} \right)^2 = \frac{6,60[kN]}{18 \left[\frac{kN}{mm} \right]} \left(\frac{2,4[m]}{1,2[m]} \right)^2 = 1,47 \left[\frac{kN}{m} \right] \quad \text{Eq. V-42}$$

Ainsi, le déplacement total du mur est égal à la somme de la contribution de la flexion, du cisaillement, de la connexion et de l'ancrage d'une seule section. L'équation **Eq. V-43** présente le déplacement total de ce mur.

$$\Delta_{\text{mur}} = \Delta_{S1,S2,S3} = \Delta_{\text{flexion}} + \Delta_{\text{cisaillement}} + \Delta_{\text{connexion}} + \Delta_{\text{ancrage}}$$

$$\Delta_{\text{mur}} = 0,51[mm] + 1,32[mm] + 1,80[mm] + 1,47[mm] = 5,1[mm] \quad \text{Eq. V-43}$$

On observe ainsi que le fait d'inclure une ouverture de fenêtre se traduit par une réduction de la rigidité dans le plan du mur. En fait, lorsque le mur présente une ouverture de 0,6m, le déplacement augmente de 54%. Outre, le **Tableau V-3** résume l'ensemble des résultats de déplacement et de rigidité des planchers et des murs étudiés.

Tableau V-3. Résumé des déplacements du plancher et des murs.

Structure	Force appliquée	Δ_{max} [mm]	k [kN/mm]
Plancher avec entretoises	$5,5[kN/m] * 7,2[m]$ $= 39,6 [kN]$	3,18	12,45
Plancher sans entretoises	39,6[kN]	7,95	4,98
Mur avec ouverture	19,8[kN]	7,84	2,52
Mur sans ouverture	19,8[kN]	5,1	3,88

ANNEXE B : PLANS DES PLANCHERS TESTES

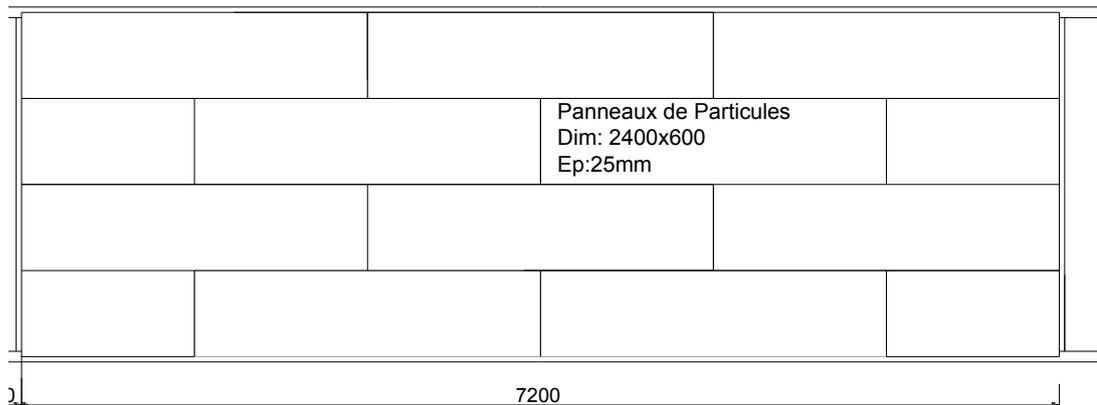


Figure V-6. Dimensions des planchers.

Plancher avec entretoises (Plancher 1)

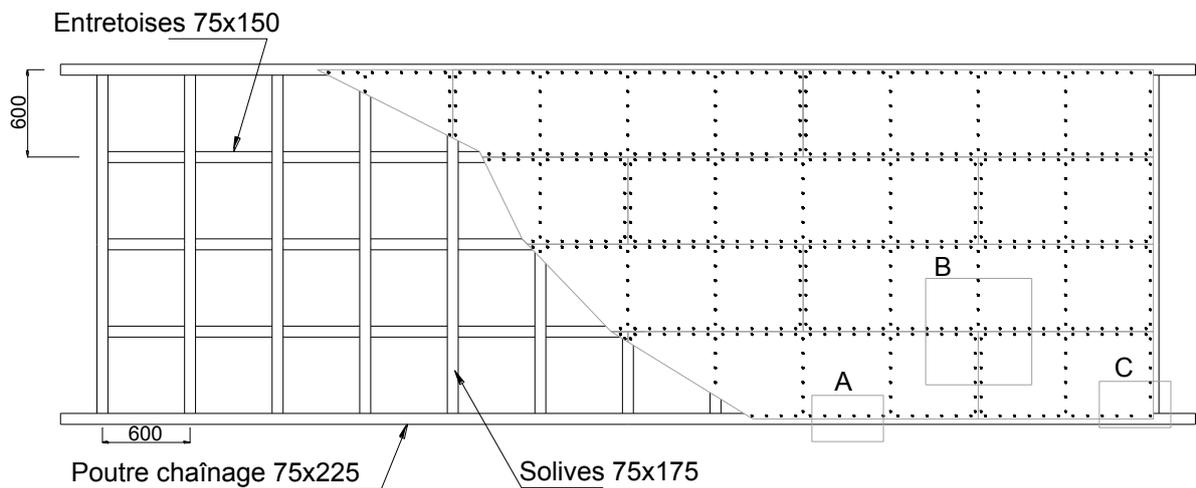


Figure V-7. Détail de poutraison du plancher avec entretoises.

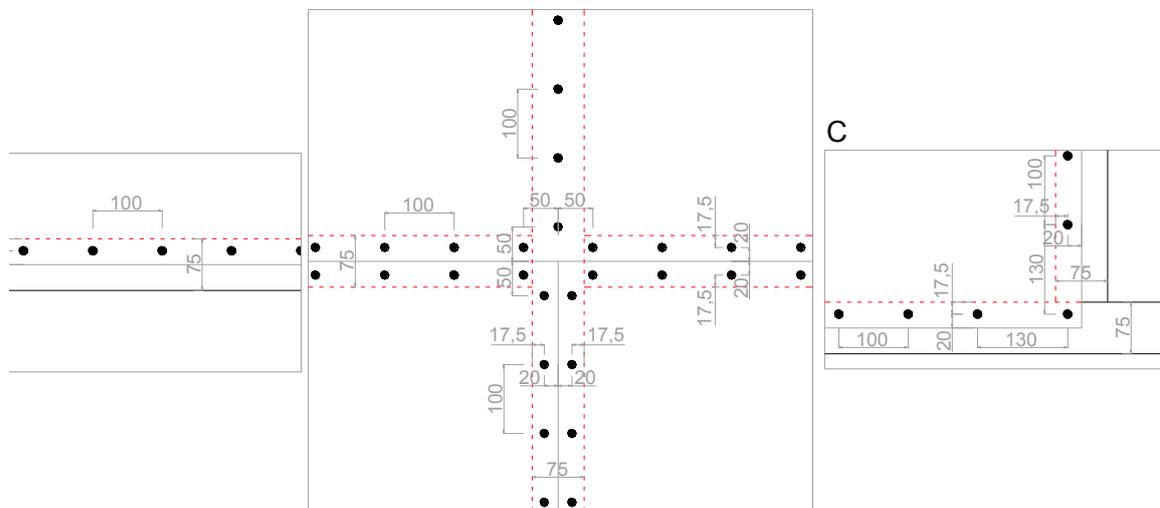


Figure V-8. Détail de distribution des connecteurs du plancher avec entretoises.

Plancher sans entretoises (Plancher 2)

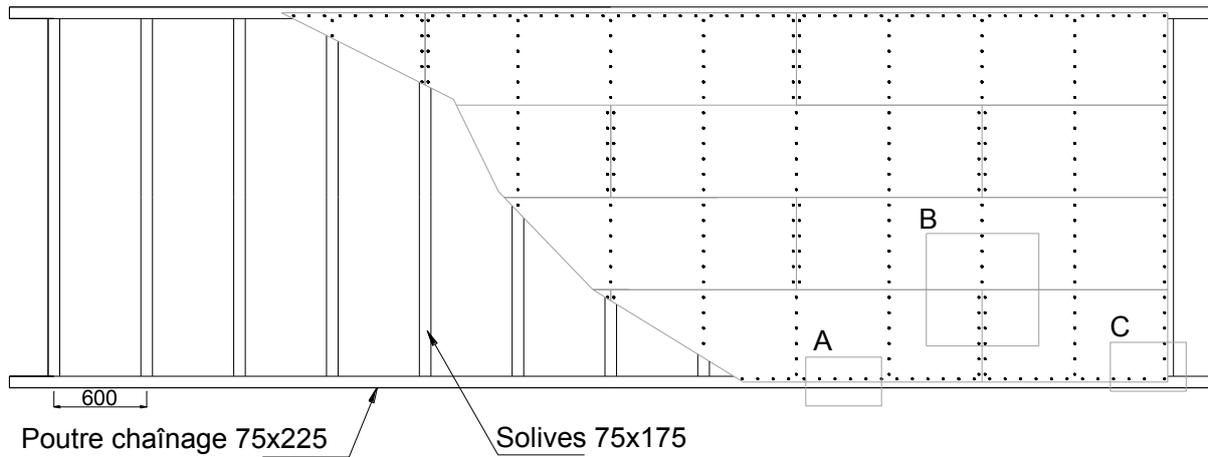


Figure V-9. *Détail de poutraison du plancher sans entretoises.*

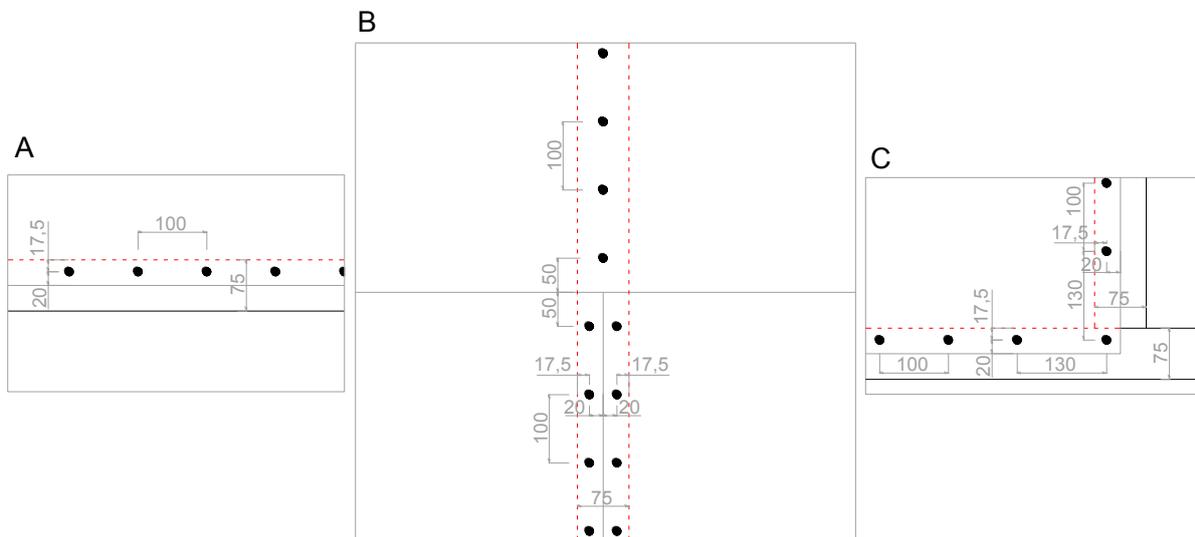


Figure V-10. *Détail de distribution des connecteurs du plancher sans entretoises.*

ANNEXE C : ESSAIS DE CISAILLEMENT DES CONNECTEURS

Eprouvette Type A

- 2 types de panneaux : OSB, Particules
- Panneaux connectés en leurs centres
- Sollicitation dans le sens de fibres du bois

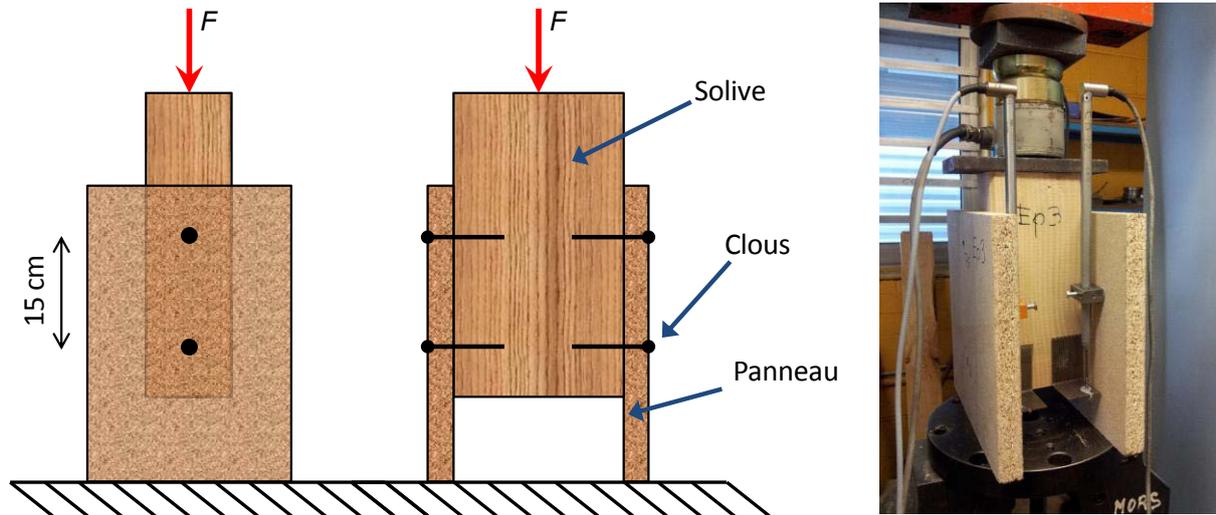


Figure V-11. Description des éprouvettes du type A.

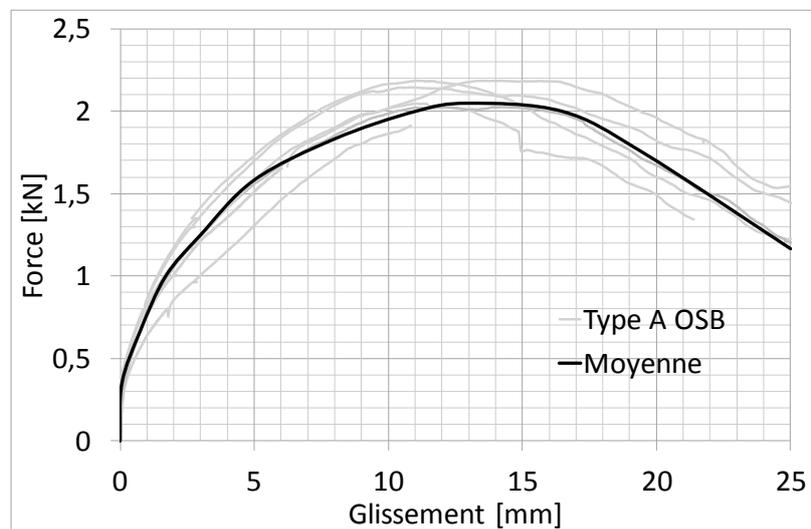


Figure V-12. Courbe Force-glissement des éprouvettes du type A avec des panneaux OSB.

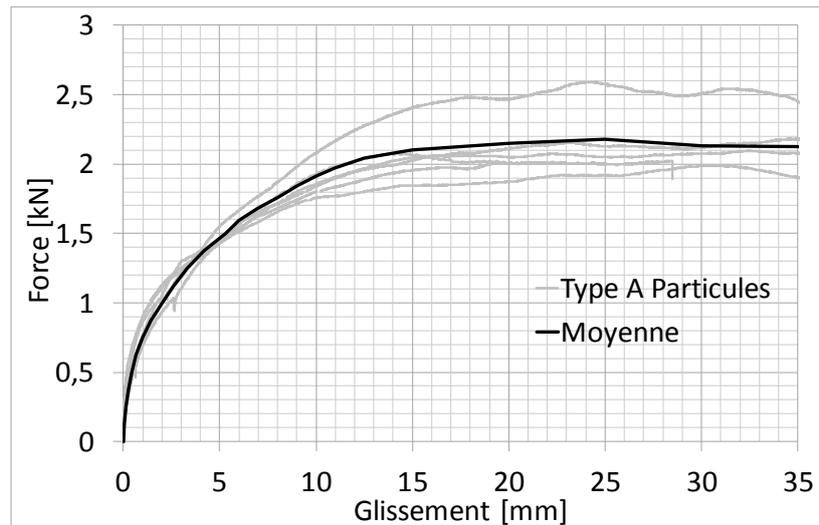


Figure V-13. Courbe Force-glissement des éprouvettes du type A avec des panneaux de particules.

Eprouvette type B

- Panneaux de particules
- Panneaux connectés à 2cm du bord
- Sollicitation dans le sens des fibres du bois
- Poussée au vide des panneaux

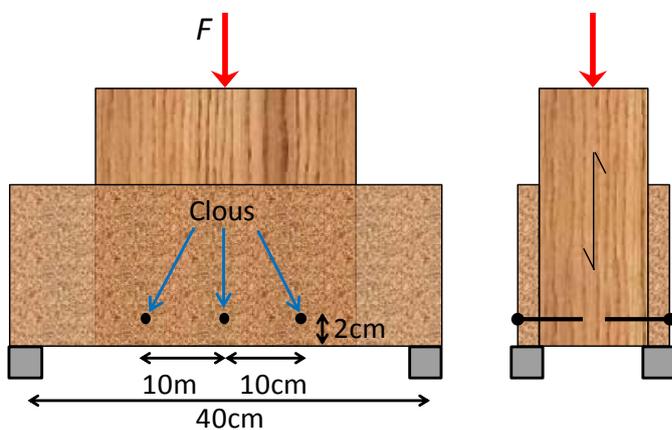


Figure V-14. Description des éprouvettes du type B.

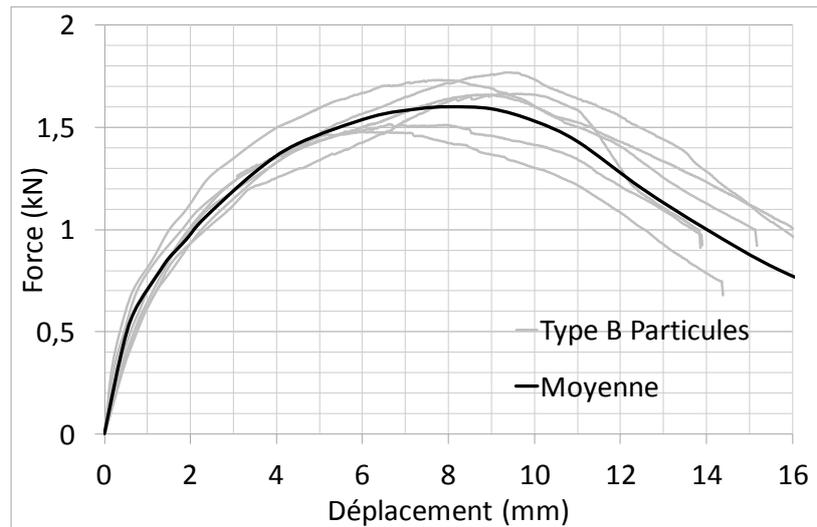


Figure V-15. Courbe Force-glisement des éprouvettes du type B avec des panneaux de particules.

Eprouvette type B

- Panneaux de particules
- Panneaux connectés à 2cm du bord
- Sollicitation perpendiculaire aux fibres du bois
- Poussée au vide de solive

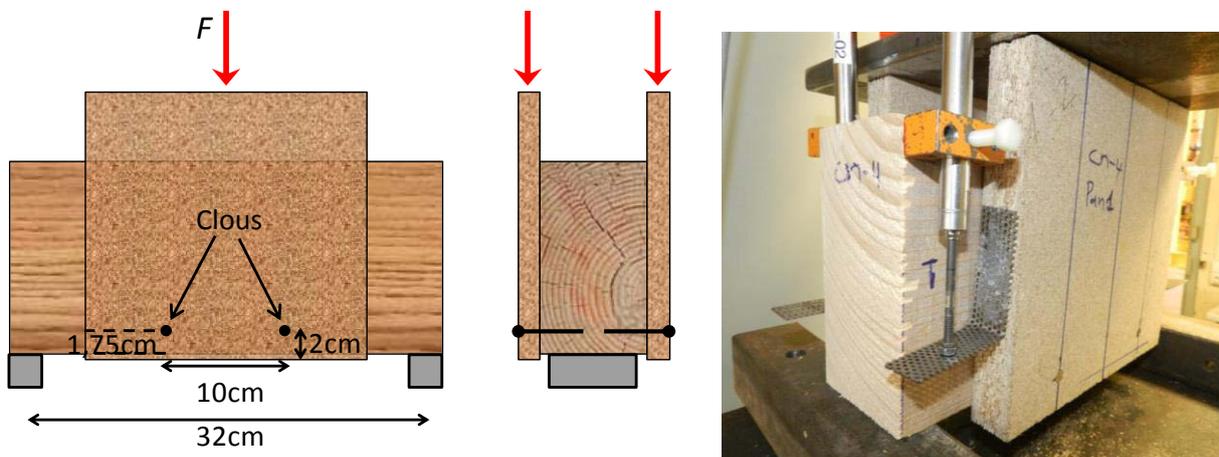


Figure V-16. Description des éprouvettes du type C.

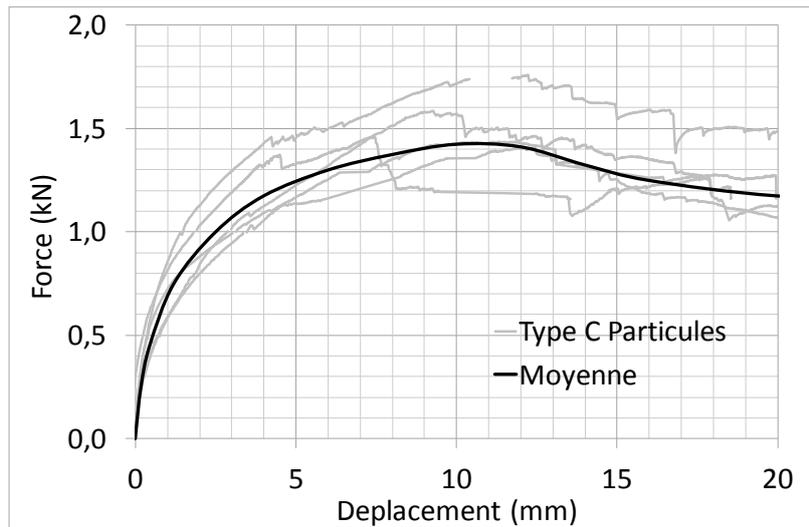


Figure V-17. Courbe Force-glissement des éprouvettes du type C avec des panneaux de particules.

Comparaison des résultats moyens

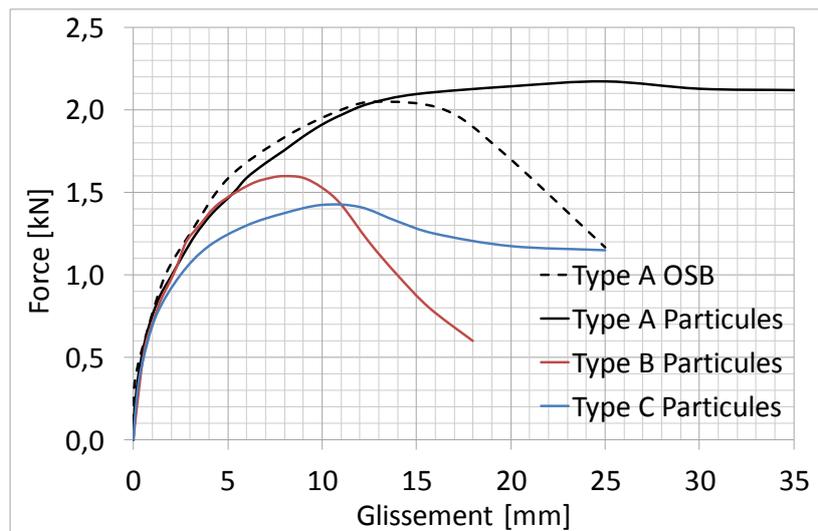


Figure V-18. Comparaison des résultats moyens des différentes éprouvettes testées.

ANNEXE D : METHODE DE CALCUL DE LA RAIDEUR INITIALE ET DE LA LIMITE ELASTIQUE

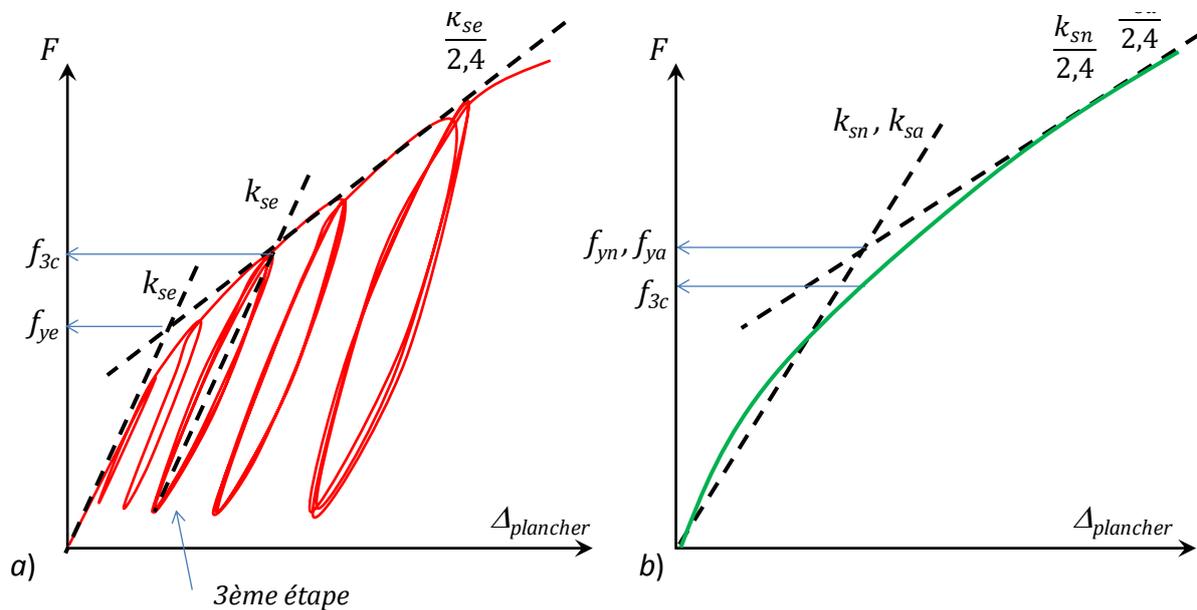


Figure V-19. Calcul des rigidités initiales et des limites élastiques expérimentales, numériques et analytiques. a) Expérimentation. b) Numérique, analytique.

- k_{se} : Raideur expérimentale en phase élastique-linéaire de plancher calculée comme : Pente de la régression linéaire du premier cycle de la troisième étape de chargement.
- f_{3c} : Force maximale du premier cycle de la troisième étape de chargement.
- f_{ye} : Limite élastique expérimentale de plancher calculée comme : Force correspondant à l'intersection entre une droite de pente k_{se} qui part de l'origine et une droite de pente $k_{se}/2,4$ tangente à la courbe enveloppe d'essai.
- k_{sn} : Raideur calculée numériquement en phase élastique-linéaire de plancher calculée comme : Pente de la régression linéaire de la courbe numérique calculée entre l'origine et la force f_{3c} .
- f_{yn} : Limite élastique numérique de plancher calculée comme : Force correspondant à l'intersection entre une droite de pente k_{sn} qui part de l'origine et une droite de pente $k_{sn}/2,4$ tangente à la courbe de résultats numériques ou analytiques.
- k_{sa} : Raideur calculée analytiquement en phase élastique-linéaire de plancher calculée comme : Pente de la régression linéaire de la courbe analytique calculée entre l'origine et la force f_{3c} .
- f_{ya} : Limite élastique analytique de plancher calculée comme : Force correspondant à l'intersection entre une droite de pente k_{sa} qui part de l'origine et une droite de pente $k_{sa}/2,4$ tangente à la courbe de résultats analytiques.