CONCEPTION ET OPTIMISATION STRUCTURALE D'UN PLANCHER MIXTE BOIS-BETON COLLABORANT EN VUE DE LA MISE SUR LE MARCHE

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE

MASTER

SPÉCIALITÉ Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 20 juillet 2026 par

Yvan Promesse NDOUNGUE NOUPOUWO (20210441)

Directeur de mémoire : Pr Adamah MESSAN, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE

Encadrant : Dr Decroly DJOUBISSIÉ, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE

Maître de stage : M. Eng. Sylvain AMROUN, Ingénieur structure bois, CEO TIMBERIUM

Structure d'accueil du stage : TIMBERIUM

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr. Daniel YAMEGUEU NGUEWO, Enseignant chercheur, Institut 2IE

Membres : Dr. Césaire HEMA, Enseignant chercheur, Institut 2IE

Dr. Arnaud OUEDRAOGO, Enseignant chercheur, Institut 2IE

Promotion 2025-2026

Dédicace

À mon père Mr NOUPOUWO ERIC GERAUD

Ce mémoire est le fruit d'une trajectoire dont tu as patiemment dessiné les contours. Si le titre d'Ingénieur m'est décerné aujourd'hui, il t'appartient avant tout. Je ne pourrai jamais quantifier la portée de tes sacrifices, ni la valeur de ta présence infaillible, qui m'a escorté de mes premiers pas scolaires jusqu'à l'aboutissement de ce projet. Dans les moments de tempête et d'incertitude, ta foi inébranlable en mes capacités a été mon plus beau refuge, et tes orientations, un guide précieux. Que ce travail devienne le miroir de ma reconnaissance éternelle et le symbole de la fierté d'un fils devant ce que tu as semé avec tant de tendresse et d'exigence.

Merci pour tout, Papa.

À ma mère Mme NOUPOUWO née DONGMO CHOUMELE MARIE FRANCOISE

À toi qui es à la fois ma confidente de confiance, mon havre de paix et ma plus grande source d'inspiration. La vie ne m'aurait accordé de plus grand privilège que celui d'être ton enfant. Tes prières silencieuses et la pureté de ton amour sans limites ont constitué le socle invisible de mon parcours. Je t'offre ce diplôme d'Ingénieur comme un humble hommage à ta bravoure quotidienne et aux renoncements que tu as acceptés pour me voir grandir. Mon amour pour toi dépasse les mots.

Je t'aime plus que tous, Merci maman.

À mon frère et ma sœur : DONGMO NOUPOUWO STEPHAME MERCI, NOUPOUWO KINGUE SARAH EMMANUELLA

En ma qualité d'aîné, c'est une joie immense et un honneur de vous associer à ce couronnement académique. Vous êtes mon moteur, cette étincelle qui me pousse à me dépasser chaque jour. Je souhaite de tout cœur que ce titre d'Ingénieur vous serve de repère et d'élan, vous prouvant que rien n'est impossible. Puissiez-vous, à votre tour, conquérir les sommets de vos rêves les plus grands.

Je vous aime infiniment.

Citation

« Ubi caritas et amor, Deus ibi est. »

Remerciements

Comme le dit un dicton, « *c'est au bout de la vieille corde qu'on tisse la nouvelle* ». Ce mémoire est le prolongement d'un savoir qui m'a été transmis et d'un soutien qui ne m'a jamais fait défaut. Chaque fil de cette étude a été consolidé par la bienveillance et l'accompagnement de personnes d'exception. Je tiens donc à présenter ma gratitude à ceux qui de près ou de loin ont aidé à tisser la réussite de ce projet :

- Tout d'abord Dieu tout puissant pour toutes les bénédictions et sa présence permanente.
- Au ministère de l'agriculture et du développement durable de l'état du Cameroun pour le soutien financier dans le cadre de ma formation.
- À l'ensemble du corps professoral et administratif de l'Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement pour la formation et l'encadrement de qualité reçu pendant ces 5 années d'études.
- À l'ensemble du corps professoral et administratif de l'Institut Nationale des Sciences Appliquées de Strasbourg pour l'accueil et la formation de qualité reçu pendant mon semestre d'échange académique.
- À mon directeur de mémoire à 2IE Pr ; Adamah MESSAN, Enseignant chercheur à 2IE pour la formation reçue et les nombreux conseils tout au long de ces années de formation d'Ingénieur.
- À mon encadrant à 2IE Dr Decroly DJOUBISSIE, Enseignant chercheur à 2IE pour l'encadrement reçu et sa disponibilité pendant la rédaction de ce mémoire ; aussi pour son partage de connaissance et sa gentillesse à mon égard.
- À mon tuteur de stage Mr l'Ingénieur Sylvain Amroun CEO de l'entreprise TIMBERIUM pour l'accueil au sein de son entreprise et son encadrement constant tout au long de mon stage.
- À mes parents, ma grand-mère, mes tantes, mes oncles, mes cousins, mes cousines pour leur conseil, leur soutient, leur amour et leur encouragement.
- À mes amis(es) et mes promotionnaires pour leur assistance et leur compagnie chaleureuse.

Résumé

Ce mémoire traite de l'étude du système de plancher mixte bois-béton Timberdal,dont l'objectif principal est la caractérisation mécanique de son connecteur et l'évaluation de son comportement structural. La démarche retenue repose sur trois niveaux d'analyse complémentaires : théorique, expérimentale et numérique.

Un premier travail de recherche sur les planchers mixtes bois-béton permet de cerner le contexte technique et normatif, notamment à partir des méthodes de calcul des Eurocodes. Une campagne d'essais de cisaillement de type push-out a été menée ensuite sur trois éprouvettes du connecteur Timberdal, mettant en évidence une résistance maximale moyenne de 90 kN, une rigidité de service de 104 kN/mm et une bonne répétabilité des résultats. On modélise ensuite analytiquement et par éléments finis le comportement du plancher, les deux approches montrant une cohérence satisfaisante. Enfin, l'analyse globale du système est complétée par une étude spécifique des jonctions entre dalles et des appuis de dalle.

Mots clés :

1. Plancher mixte bois-béton,
2. Bois
3. Béton
4. Essais push-out
5. Modélisation numérique

Abstract

This thesis deals with the study of the Timberdal mixed wood-concrete floor system, whose main objective is the mechanical characterization of its connector and the evaluation of its structural behavior. The chosen approach is based on three complementary levels of analysis: theoretical, experimental, and numerical.

A preliminary research effort on timber-concrete composite floors helps to outline the technical and regulatory context, particularly based on the Eurocode calculation methods. A push-out shear test campaign was then conducted on three Timberdal connector specimens, highlighting an average maximum strength of 90 kN, a serviceability stiffness of 104 kN/mm, and good repeatability of the results. The behavior of the floor is then modeled analytically and by finite elements, both approaches showing satisfactory coherence. Finally, the overall analysis of the system is complemented by a specific study of the joints between slabs and the slab supports.

Key words :

1. Timber concrete composite floor,
2. Timber
3. Concrete
4. Push-out test
5. Numerical modeling

Table des matières

Dédicace i

Citation ii

Remerciements iii

Résumé iv

Abstract v

Table des matières vi

Abréviations et sigles x

Liste des figures xii

Liste des tableaux xiv

Introduction générale 1

Chapitre I. État de l'art sur les planchers mixte bois-béton 4

I.1. Introduction 4

I.2. Historique des planchers mixte bois-béton 4

I.3. Description du principe de fonctionnement des planchers mixtes bois-béton 6

I.4. Avantage du mixte bois-béton 9

I.5. Description et principe de fonctionnement des connecteurs 9

I.6. Principaux types de connexions dans les plancher mixtes bois-béton 11

I.6.1. Organes de connexion métalliques de type tiges 11

I.6.2. Organe de connexion surfacique 12

I.6.3. Organe de connexion par verrouillage de forme 13

I.6.4. Organe de connexion par connecteurs filants 14

I.7. Propriétés des matériaux 15

I.7.1. Matériau bois en Nervure 15

I.7.2. Matériau béton 18

I.8. Méthode de calcul et critères de conception des planchers mixtes bois-béton 20

I.8.1. Largeur efficace 20

I.8.2. Méthode des gammas (Eurocodes) 21

I.8.3. Critères de vérification de résistance à l'ELU 24

I.8.4. Vérification à l'État limite de service 27

Conclusion partielle 29

Chapitre II. Analyse expérimentale du comportement mécanique du connecteur de plancher mixte TIMBERDAL 30

II.1. Introduction 30

II.2. Propriétés des matériaux utilisés dans le plancher TIMBERDAL 30

II.2.1. Bois lamellé Collé (BLC) 30

II.2.2. Le béton 31

II.3. Description du connecteur de plancher TIMBERDAL 32

II.4. Essais de cisaillement du connecteur TIMBERIUM (push-out) 33

II.4.1. Dispositif expérimental 34

II.4.2. Instrumentation 34

II.4.3. Description de l'éprouvette 35

II.4.4. Méthodes d'analyses des résultats 36

II.5. Résultats de l'essais et analyses 38

II.5.1. Résultats de l'essais 39

II.6. Analyse des résultats d'essais de cisaillement 42

II.6.1. Modes de ruines de la connexion 42

II.7. Analyse comparative des résultats avec la littérature 42

II.7.1. Introduction et contexte de la comparaison 42

II.8. Tableau comparatif global 43

II.9. Analyse comparative par paramètre 44

II.9.1. Résistance maximale 44

II.9.2. Module de glissement 44

II.10. Positionnement global et discussion 45

II.10.1. Positionnement du connecteur Timberium dans la classification des connecteurs bois-béton 45

II.10.2. Avantages spécifiques du connecteur Timberium 45

Conclusion partielle 45

Chapitre III. Évaluation des approches analytiques et développement d'un modèle numérique de plancher mixte bois-béton Timberdal 47

III.1. Introduction 47

III.2. Modélisation analytique du comportement du connecteur de plancher mixtes bois-béton Timberdal 47

III.2.1. Contrainte maximale de résistance en charge 47

III.2.2. Analyse des résultats 50

III.3. Modélisation numérique pour l'étude du comportement du plancher mixtes bois-béton Timberdal 52

III.3.1. Modélisation numérique de la connexion 52

III.3.2. Analyse comparative de la rigidité du modèle élément finis et la méthode analytique dite méthode de 53

III.3.3. Modélisation numérique du plancher 53

III.3.4. Analyse des résultats. 55

Conclusion partielle 57

Chapitre IV. Étude des appuis de dalle et des jonctions entre les dalles de plancher mixte bois-béton Timberdal 58

IV.1. Introduction 58

IV.2. Jonction coulée avec clés béton 58

IV.2.1. Géométrie et résistance des clés béton 59

IV.2.2. Modélisation numérique des clés béton 61

IV.3. Étude des appuis de dalle 62

IV.3.1. Présentation du système d'appuis de plancher Timberdal 62

IV.3.2. Vérifications de la platine 65

IV.3.3. Vérification de résistance en traction de la vis 65

IV.3.4. Vérification dans le bois 66

Conclusion partielle 67

Conclusion générale et perspectives (ou recommandations) 68

IV.4. Conclusion générale 68

IV.5. Perspectives 69

Bibliographie 70

Annexes I

Abréviations et sigles

k_{ser}	:	Rigidité de connexion en état limite de service
k_u		Rigidité de connexion en état limite ultime
K_{Eq}		Rigidité de connexion équivalente
$f_{t,0,g,k}$	:	Résistance caractéristique à la traction parallèle aux fils de bois
$f_{t,90,g,k}$	:	Résistance caractéristique à la traction perpendiculaire aux fils de bois
$f_{c,0,g,k}$	:	Résistance caractéristique à la compression parallèle aux fils de bois
$f_{c,90,g,k}$	:	Résistance caractéristique à la compression perpendiculaire aux fils de bois
$f_{v,k}$		Résistance caractéristique au cisaillement du bois
$\varepsilon_{retrait}$	:	Variation d'humidité dans le bois
ε_{cs}	:	Retrait du béton
b_{eff}	:	Largeur efficace d'une poutre mixte
A_c	:	Section de la dalle béton
A_t	:	Section de la nervure bois
I_c	:	Inertie de la section béton
I_t	:	Inertie de la section bois
$E_{c,\infty}$	:	Module de Young de la dalle béton à l'infini
$E_{t,\infty}$	:	Module de Young de la nervure bois à l'infini
w_{inst}	:	Flèche instantanée de la section mixte
σ_1	:	Contrainte dans la section mixte
σ_2	:	Contrainte dans la section mixte
τ_{max}	:	Contrainte de cisaillement dans la nervure bois
$q_{v,Ed}$	:	Effort dans les connecteurs
Eff	:	Efficacité de connexion
$f_{t,0,d}$	:	Résistance moyenne à la traction admissible dans la nervure bois
$f_{m,d}$	:	Résistance moyenne à la flexion admissible dans la nervure bois
f_{cd}	:	Résistance moyenne à la compression admissible dans la dalle béton
$f_{v,d}$	:	Résistance moyenne au cisaillement admissible dans la nervure bois
$f_{v,cd}$	:	Résistance moyenne au cisaillement admissible dans la dalle béton
θ_f	:	Angle de bielle de compression dans la dalle béton
$q_{r,d}$	:	Effort moyen admissible dans le connecteur

w_{creep}	:	Flèche due au fluage dans la section mixte
$W_{net,fin}$	:	Flèche nette finale dans la section mixte
w_{inst}	:	Flèche instantanée de la section mixte
$\sigma_{Rd,max}$	:	Contrainte admissible du béton en compression
$N_{Rd,max}$	:	Effort admissible de compression dans les bielles de compressions dans les clés béton
$N_{Ed,max}$	:	Effort maximale de compression dans les bielles de compressions dans les clés béton
S_{mod}	:	Section des clés béton modélisée

Liste des figures

Figure I-1:Quelques réalisations importantes de mixte bois-béton ; (a) Pont de Vihantasalmi en Finlande ; (b) Pont de Merle en France 6

Figure I-2: Schéma de principe d'un plancher mixte bois-béton TIMBERDAL 6

Figure I-3 : Comportement d'une section mixte avec connexion totale (Djoubissie et al., 2018) 7

Figure I-4 : Comportement d'une section mixte avec connexion partielle (Djoubissie et al., 2018) 8

Figure I-5 : Comportement d'une section mixte avec connexion nulle (Djoubissie et al., 2018) 8

Figure I-6 : Sollicitation d'une section mixte bois-béton connectée ; M (moment dans la section bois et béton), N (efforts normaux), V (efforts tranchants et tangents) 10

Figure I-7 : Glissement relatif à l'interface bois-béton 10

Figure I-8 : Organes de connexions métalliques de type tige 11

Figure I-9 : Connecteur SBB CSTB (CSTB & SBB, s. d.) 12

Figure I-10 : Dimensions existants des connecteurs SBB (CSTB & SBB, s. d.) 12

Figure I-11 : Organes de connexions surfaciques 13

Figure I-12 : Organes de connexion par verrouillage de forme 13

Figure I-13 : Organes de connexions filants 14

Figure I-14:Connecteur HBV (CSTB & HBV, s. d.) 14

Figure I-15 : Coupe transversale d'une tige de conifère, Douglas (Grosser,1997) 16

Figure I-16 : Directions longitudinale L, radiale R et tangentielle T du bois 17

Figure I-17 : Comportement du bois en traction et compression dans la direction longitudinale (Blaß & Sandhaas, s. d.) 17

Figure I-18 : Comportement du béton en compression et en traction (Luu, 2019). 19

Figure I-19 : Données géométriques pour le calcul de la rigidité de section 20

Figure I-20 : Largeur efficace 20

Figure I-21 23

Figure I-22 : Notation pour la jonction entre âme et membrure (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.) 25

Figure I-23 : Répartition des contraintes de cisaillement le long d'une poutre 27

Figure I-24 : flèches au cours du chargement 27

Figure II-1 : Vue en coupe du connecteur Tiberium 33

Figure II-2 : Vue 3D du connecteur Timbérium 33

Figure II-3 : Instrumentation de l'essais Push-out 35

Figure II-4 : Description de l'éprouvette Push-out 36

Figure II-5 : Logigramme de calcul par l'approche COV inconnu 37

Figure II-6 : Détermination des valeurs de rigidité 38

Figure II-7 : Courbe force-glissement éprouvette 1 39

Figure II-8 : Courbe force-glissement éprouvette 2 40

Figure II-9 : Courbe force-glissement éprouvette 3 40

Figure III-1 : Mode ruine 1 : Cisaillement du béton à l'interface connecteur-béton 48

Figure III-2 : Formations des bielles de compression à l'interface connecteur-béton 48

Figure III-3 : Mode de ruine 2 : Cisaillement du bois à l'interface bois-connecteur 49

Figure III-4 : Mode de ruine 3 : Cisaillement du connecteur à l'interface bois-connecteur 50

Figure III-5 : Comparaison des résistances analytiques et expérimentales du connecteur Timbérium. 51

Figure III-6 : Modélisation de la connexion 52

Figure III-7 : Modélisation du plancher Timberdal 54

Figure III-8 : Position de l'axe neutre de la section mixte bois-béton connectée 56

Figure III-9 : Comparaison des courbes charges-flèches analytique (connexion partielle), numérique (connexion partielle), connexions totales et nulle 57

Figure IV-1 : Représentation 3D des clés béton à la jonction des Timberdal 59

Figure IV-2 : Coupe de la géométrie des clés béton 59

Figure IV-3 : Représentation en coupe de la bielle de compression formée dans les clés béton 60

Figure IV-4 : Vue de dessus de la clé béton et dimensions réelle 60

Figure IV-5 : Modélisation numérique des bielles de compression 61

Figure IV-6 : Vue en coupe et 3D de l'assemblage d'appuis de rive 62

Figure IV-7 : Sollicitations dans l'assemblage d'appuis de rive 63

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Résistance et module de glissement des connecteurs HBV en fonction de l'épaisseur du platelage 15

Tableau I-2 : Classes de résistances des bois lamellés collés homogènes (GL24h,GL28h) EN 14080 :2013 16

Tableau I-3 : caractéristiques des essences de bois (Benoit, 2011) 18

Tableau II-1: Propriétés mécaniques du bois lamellé-collé GL24h (CEN 14080, s. d.) 31

Tableau II-2 : Propriétés mécaniques du béton C40/50 (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.) ... 32

Tableau II-3 : Dimensions et matériaux du connecteur Timberium 33

Tableau II-4 : Résultats des essais Push-Out sur les trois éprouvettes 41

Tableau II-5 : Valeur caractéristique de la contrainte expérimentale du connecteur Timbérium 41

Tableau II-6 : Comparaison des résultats push-out du connecteur Timbérium avec la littérature 43

Tableau III-1: Paramètres des matériaux utilisés dans le modèle numérique 55

Tableau III-2 : Calculs des distances pour la position de l'axe neutre de la section mixte 56

Tableau IV-1 : Effort de compression admissible des bielles de compression en fonction de la classe de béton 61

Introduction générale

1- Contexte et justification du projet

Confrontés aux enjeux croissants de la construction durable, les systèmes constructifs mixtes suscitent un intérêt croissant, tant pour leurs performances mécaniques que pour leur empreinte environnementale réduite. Le plancher mixte bois-béton se présente ainsi comme une solution particulièrement prometteuse, alliant la légèreté et les qualités structurales du bois à la résistance en compression du béton.

Le marché du bâtiment est désormais soumis à des exigences de plus en plus fortes en matière de réduction de l'empreinte carbone, favorisant ces solutions hybrides. De plus, le besoin de structures légères, performantes et préfabriquées rend particulièrement pertinent le développement de planchers mixtes collaborant. Face au durcissement des réglementations incendie en France, le système bois-béton hybride offre une réponse efficace et non-combustible à un coût compétitif.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent mémoire, portant sur l'étude du système de plancher mixte bois-béton Timberdal et de son connecteur. Ce projet de stage s'insère dans une phase de développement d'un plancher mixte bois-béton destiné à une application concrète dans le bâtiment. L'entreprise souhaite valider le comportement structurel de son système à travers une campagne expérimentale, tout en développant les outils nécessaires à sa valorisation commerciale et réglementaire. Le stage d'ingénieur constitue ainsi un maillon essentiel entre la recherche, la conception et l'industrialisation du produit, contribuant à transformer une innovation technique en solution exploitable dans des projets réels.

2- Objectif de l'étude

L'objectif général de cette étude est de concevoir, analyser et optimiser un plancher mixte bois-béton dans son ensemble afin d'évaluer sa performance structurelle, sa faisabilité technique et son intérêt dans un projet concret.

Pour atteindre cet objectif général, l'étude s'articule autour des objectifs spécifiques suivants :

- Dresser un état de l'art sur les dispositions normatives de dimensionnement des planchers mixtes bois-béton selon les Eurocodes.

- Réaliser des essais expérimentaux afin de déterminer la rigidité du connecteur du plancher étudié.
- Effectuer une vérification analytique globale à l'aide d'une modélisation numérique pour valider la faisabilité de la technologie dans le cadre d'un projet concret.

Afin de répondre à ces objectifs, le mémoire est organisé de la manière suivante :

- Le premier chapitre fait l'état de l'art sur les planchers mixtes bois-béton, en présentant les principes de fonctionnement, les types de connecteurs existants et les méthodes de calcul normatives issues des Eurocodes.
- Le deuxième chapitre décrit la campagne expérimentale d'essais de cisaillement push-out réalisée sur le connecteur Timberdal.
- Le troisième chapitre confronte les résultats expérimentaux à une modélisation analytique et à une modélisation numérique par éléments finis.
- Le quatrième chapitre approfondit l'étude en portant son attention sur les jonctions entre dalles et sur les appuis de dalle.

Toute cette démarche vise à fournir des données fiables et des outils d'analyse utiles aussi bien pour la validation du système Timberdal que pour son application dans des projets de construction.

3- Présentation de la structure d'accueil

Le projet a été réalisé au sein de la société TIMBERIUM, une jeune entreprise française implantée à Strasbourg et spécialisée dans les solutions constructives hybrides bois-béton. Créée en 2024 (avec une immatriculation au registre du commerce intervenue le 30 janvier 2025 sous forme de SASU), TIMBERIUM développe et commercialise une technologie de planchers collaborant bois-béton préfabriqués, fondée sur un connecteur mécanique innovant breveté.

Issus de recherches du Laboratoire d'Études et de Recherche sur le Matériau Bois (LERMaB), TIMBERIUM opère selon un modèle de partenariats avec des préfabriquant béton et bois pour assurer une production territoriale décentralisée avec une couverture nationale et européenne future. Le positionnement technico-économique de l'entreprise vise à devenir l'industriel de référence dans la construction bois-béton et à fournir des produits préfabriqués très bas carbone

aux entreprises du BTP (constructeurs traditionnels et constructeurs bois) au meilleur prix et dans les meilleures conditions.

Chapitre I. État de l'art sur les planchers mixte bois-béton

I.1. Introduction

Les planchers mixtes bois-béton combinent la résistance du bois en traction avec celle du béton en compression, créant ainsi un système performant. Ce chapitre en développe les bases : historique, principe de fonctionnement, types de connecteurs, propriétés des matériaux et méthodes de calcul selon les Eurocodes. Des bases nécessaires pour aborder la conception de ce type de plancher.

I.2. Historique des planchers mixte bois-béton

L'association du bois et du béton au sein d'un même élément porteur n'est pas un concept récent. Son développement s'est opéré en plusieurs phases, souvent dictées par les contextes économiques et les besoins constructifs de chaque époque.

L'idée de combiner les capacités de traction du bois avec la résistance en compression du béton trouve ses origines dans l'entre-deux-guerres. Dans la littérature, le premier brevet formalisant le principe d'une structure mixte bois-béton est attribué à Müller en 1922. Rapidement, d'autres ingénieurs se penchent sur la question de la liaison à l'interface, à l'image de Otto (1931) (Otto, 1931) qui brevète les premiers systèmes de connexion par entailles.

C'est toutefois le contexte de la Seconde Guerre mondiale qui propulse véritablement cette technologie. Face aux pénuries drastiques d'acier d'armature, les ingénieurs cherchent des alternatives pour la construction des ponts et des planchers. C'est dans ce cadre que les premiers essais de flexion à grande échelle ont été réalisés par Richart et Williams à l'Université de l'Illinois entre 1938 et 1942 (Zakaria et al., 1986).

Après la guerre, la production de masse de l'acier et l'essor fulgurant du béton armé, devenus très économiques, relèguent la technique du bois-béton au second plan pendant plusieurs décennies (Ceccotti, 2002).

Il faut attendre les années 1980, principalement en Europe, pour observer un regain d'intérêt majeur pour ces structures. Cette renaissance est d'abord motivée par les nécessités de la

réhabilitation du patrimoine ancien. De nombreux bâtiments historiques possédaient des planchers en bois qui ne répondaient plus aux exigences modernes en matière de charges d'exploitation, de confort vibratoire et d'isolation acoustique. Couler une fine dalle de béton connectée aux solives existantes s'est alors imposé comme la solution idéale pour rigidifier les planchers, augmenter leur capacité portante et créer un effet de diaphragme horizontal améliorant le comportement sismique des bâtiments (Ceccotti, 2002).

À partir des années 2000, l'urgence climatique et la volonté de réduire l'empreinte carbone du secteur de la construction font passer les planchers mixtes bois-béton du domaine de la rénovation à celui de la construction neuve. La recherche scientifique s'est alors intensifiée pour optimiser la mixité.

Les travaux se sont d'abord concentrés sur la modélisation du comportement mécanique des connecteurs pour mieux comprendre les phénomènes de glissement à l'interface et de ruine (Dias, 2005). Afin de pallier les inconvénients liés au coulage en place (apport d'eau dans le bois, retrait de séchage du béton, temps de cure), les ingénieurs se sont ensuite tournés vers la préfabrication. Des chercheurs ont ainsi développé et validé des systèmes de planchers utilisant des dalles de béton préfabriquées assemblées à sec sur les poutres en bois, permettant de grandes portées et une exécution très rapide sur chantier (Deam et al., 2008; Fragiacomo & Lukaszewska, 2009).

Au cours des années, la technologie s'est exportée et diversifiée. En Nouvelle-Zélande et en Australie, des ponts mixtes avec des portées allant jusqu'à 37,3 mètres ont été mis en service entre les années 1950 et 1980 (Nauta, 1984). Des réalisations emblématiques comme le pont de Vihantasalmi en Finlande (168 m de long) ou le pont de Merle en France (57,7 m), mis en service à la fin des années 1990, illustrent la maturité technique atteinte par ce système.



(a) (b)

Figure I-1:Quelques réalisations importantes de mixte bois-béton ; (a) Pont de Vihantasalmi en Finlande ; (b) Pont de Merle en France

I.3. Description du principe de fonctionnement des planchers mixtes bois-béton

Le plancher mixte bois-béton exploite la complémentarité mécanique des deux matériaux : le béton assure la compression supérieure tandis que le bois reprend les efforts de traction inférieurs, via une connexion qui transfère les efforts de cisaillement longitudinaux à l'interface. Ce principe optimise l'utilisation des propriétés intrinsèques du bois (rigidité en traction et légèreté) et du béton (résistance en compression, résistance au feu, confort acoustique et vibratoire).

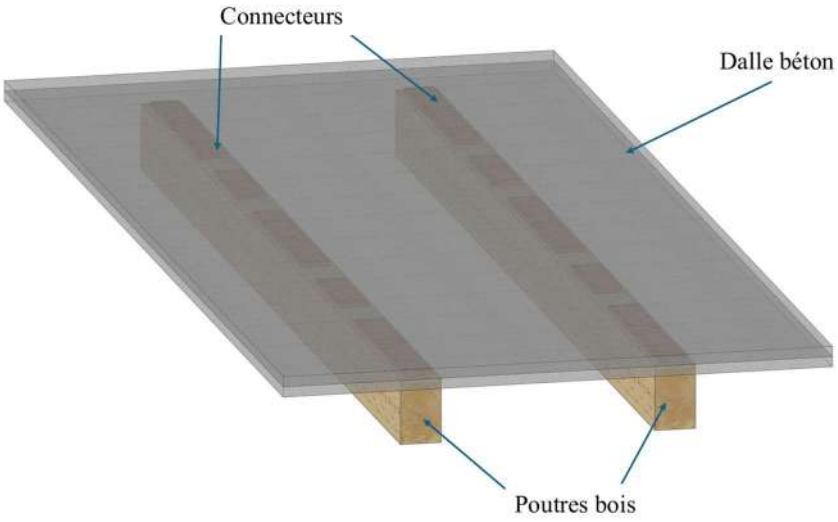
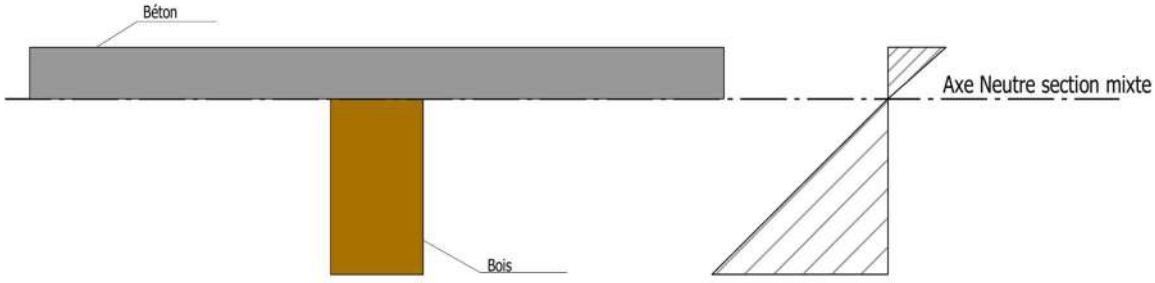


Figure I-2: Schéma de principe d'un plancher mixte bois-béton TIMBERDAL

Afin de bien comprendre le rôle joué par les connecteurs, nous faisons une analyse comparative de trois configurations types permettant de quantifier l'efficacité de la connexion :

- L'action composite parfaite (Connexion totale) : Dans ce cas, la connexion des deux matériaux est considérée comme infiniment rigide, ce qui annule tout glissement relatif à l'interface. La section se comporte de manière monolithique avec un diagramme de déformation linéaire continu sur toute la hauteur et un axe neutre unique situé généralement près de l'interface comme le montre la Figure I-3. Cette configuration maximise la rigidité flexionnelle.



-

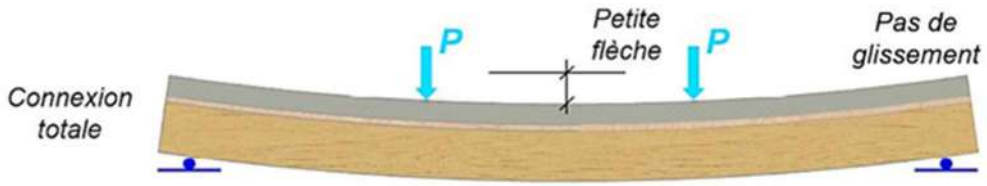


Figure I-3 : Comportement d'une section mixte avec connexion totale (Djoubissie et al., 2018)

- L'action composite partielle (Connexion partielle) : Ici il s'agit du comportement réel observé dans la majorité des structures mixtes. Les connecteurs présentant une certaine souplesse, se déforment et induisent un saut de déformation et un glissement à l'interface comme le montre la Figure I-4. À mesure que la charge augmente, l'action mixte diminue et les axes neutres tendent à se dissocier pour se rapprocher du centre de gravité propre à chaque matériau.

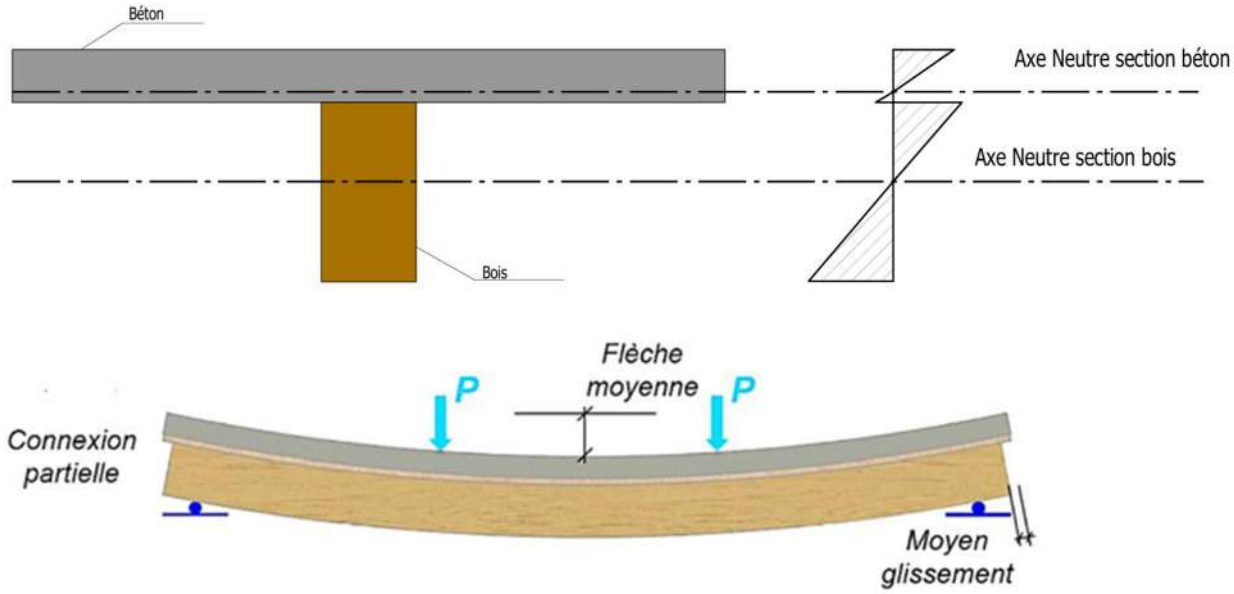


Figure I-4 : Comportement d'une section mixte avec connexion partielle (Djoubissie et al., 2018)

- L'action composite nulle (Pas de connexion) : Dans ce cas il n'y a pas de transfert d'effort, les deux composants glissent donc librement l'un sur l'autre. Le glissement à l'interface est alors maximal et chaque matériau développe son propre diagramme de déformation avec son propre axe neutre passant par son centre de gravité respectif comme le montre la Figure I-5. La rigidité globale est minimale, se limitant à la simple somme des rigidités individuelles

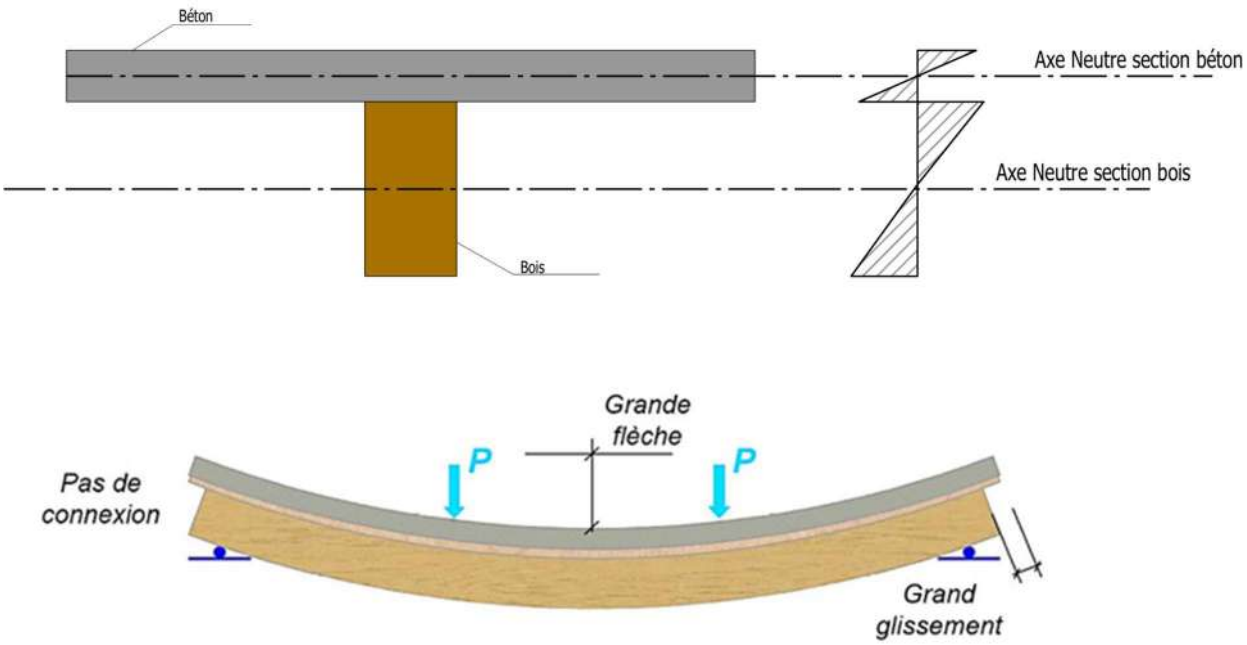


Figure I-5 : Comportement d'une section mixte avec connexion nulle (Djoubissie et al., 2018)

I.4. Avantage du mixte bois-béton

Les systèmes de planchers mixtes bois-béton offrent de multiples bénéfices structurels et fonctionnels, parmi lesquels :

- La légèreté : Grâce à la faible densité du bois, ils sont nettement moins lourds qu'une dalle en béton armé (Ceccotti, 2002).
- Capacité de résistance à la charge : Une connexion efficace entre les deux matériaux permet de tripler la capacité portante et de multiplier par six la rigidité d'un plancher tout bois (Ceccotti, 2002).
- Confort acoustique : La masse du béton freine les bruits aériens, tandis que l'amortissement global du système atténue efficacement les bruits de choc (Natterer et al., 1996).
- Sécurité incendie : La dalle agit comme un écran coupe-feu, et les nervures en bois offrent une meilleure stabilité thermique que des structures en acier ou en béton précontraint (Fontana & Frangi, 1997).
- Mise en œuvre optimisée : La possibilité de préfabriquer les éléments accélère le chantier. Couplée aux économies sur les fondations (liées à l'allègement de la structure), cette solution est très compétitive.
- Atout en réhabilitation : C'est une technique particulièrement adaptée pour rigidifier et augmenter la portance des planchers dans les bâtiments anciens.

I.5. Description et principe de fonctionnement des connecteurs

Le connecteur est l'organe assurant la solidarisation de la section mixte bois-béton. Il a pour rôle de reprendre les efforts de cisaillement à l'interface et s'opposer au décollement des deux composants.

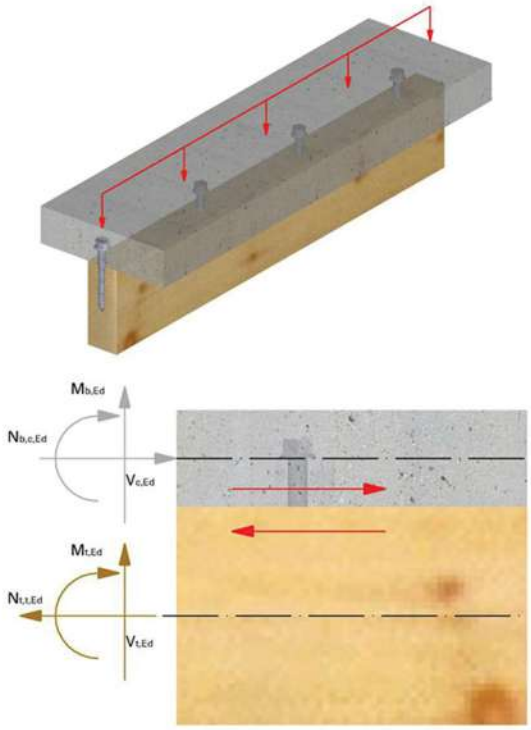


Figure I-6 : Sollicitation d'une section mixte bois-béton connectée ; M (moment dans la section bois et béton), N (efforts normaux), V (efforts tranchants et tangents) (Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012, 2015)

La caractérisation de la rigidité de la connexion constitue le point particulier de chacune des techniques de planchers mixtes bois-béton. La rigidité de connexion est déterminée à l'aide des Eurocodes ou par des essais expérimentaux de type « Push-out ».

La rigidité de connexion s'exprime par :$k_{ser} = \frac{charg\ \ (N)}{glissement\ (mm)}$

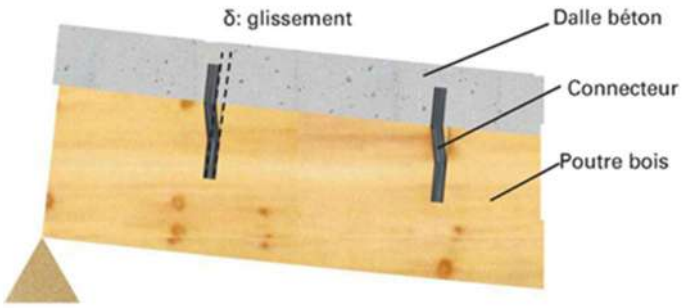


Figure I-7 : Glissement relatif à l'interface bois-béton (Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012, 2015)

Les facteurs qui influencent la rigidité de connexion sont multiples et dépendent du type de connexion, de manière générale il est possible d'assimiler le connecteur bois béton à un point de blocage entre les deux matériaux. Plus il y a de surface de blocage le long des deux couches plus la connexion est rigide :

I.6. Principaux types de connexions dans les plancher mixtes bois-béton

Les systèmes de liaison ont fait l'objet de nombreux développements depuis les premières structures mixtes bois-béton. On peut citer aujourd'hui quatre grandes familles, regroupées selon leur mode de transmission des efforts.

I.6.1. Organes de connexion métalliques de type tiges

Cette famille regroupe les connecteurs discrets à section circulaire enfoncés ou fixés dans la poutre bois, dont la tige métallique traverse l'interface bois-béton et est ancrée dans la dalle par noyage lors du coulage. Lorsque la poutre composite est soumise à une charge transversale, la flexion induit un glissement relatif longitudinal et l'organe de type tige s'oppose à ce glissement par sa résistance en flexion et en cisaillement.

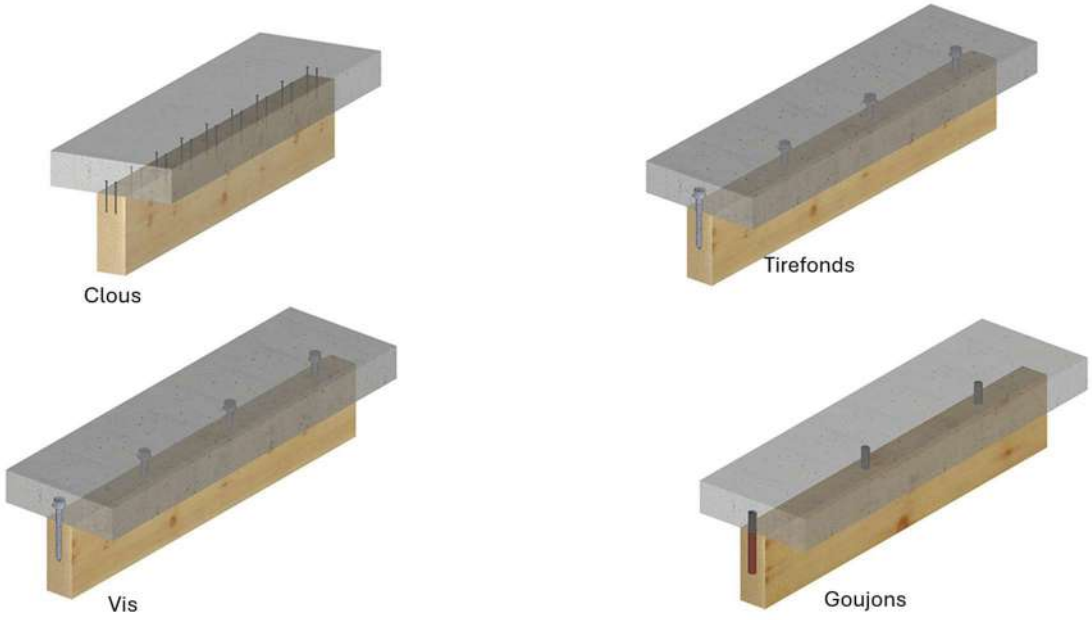


Figure I-8 : Organes de connexions métalliques de type tige (Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012, 2015)

Le connecteur SBB est un exemple de connecteur de type Tige. Il s'agit d'un système français se présentant sous forme de tire-fond à filet variable.

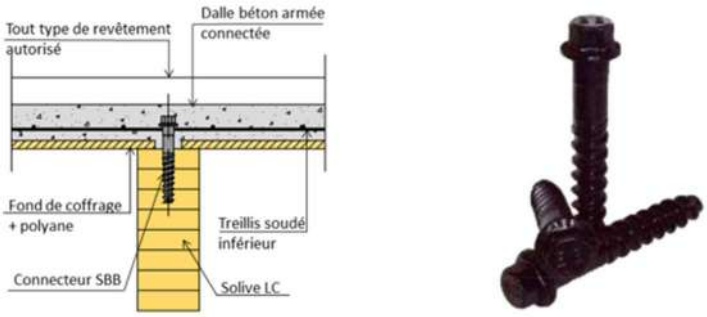


Figure I-9 : Connecteur SBB CSTB (CSTB & SBB, s. d.)

Une densité importante de connecteurs est souvent nécessaire pour assurer la liaison. Selon le fabricant, ce connecteur peut être mis en œuvre selon quatre géométries distinctes :

	Diamètre partie lisse	Longueur sous tête
	(mm)	(mm)
21-170	20 ± 0,5	170 ± 5
26-150	25 maxi.	150 ± 5
26-170	25 maxi.	170 ± 5
26-250	25 maxi.	250 ± 5

Figure I-10 : Dimensions existants des connecteurs SBB (CSTB & SBB, s. d.)

I.6.2. Organe de connexion surfacique

Les connecteurs surfaciques possèdent une surface de contact avec les deux matériaux, qui favorise une distribution plus uniforme des efforts de cisaillement le long de la portée. Le transfert d'effort repose sur deux mécanismes combinés à savoir le frottement à l'interface béton-connecteur, qui mobilise l'adhérence de la surface de contact avec le béton, la résistance à la déformation en plan du connecteur, qui s'oppose au glissement différentiel par rigidité de la plaque ou de l'anneau métallique. La grande surface de contact réduit les concentrations de contrainte locales, ce qui confère à ces systèmes une bonne ductilité.

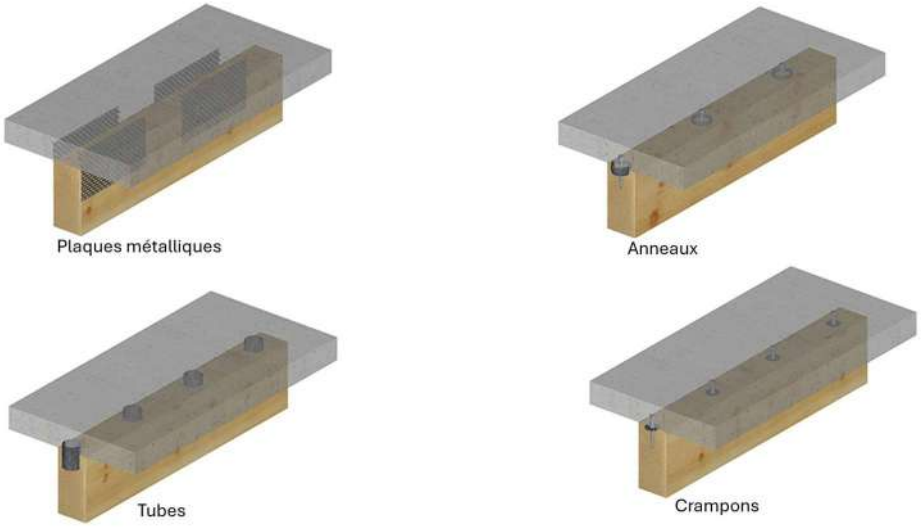


Figure I-11 : Organes de connexions surfaciques (Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012, 2015)

I.6.3. Organe de connexion par verrouillage de forme

Les liaisons par verrouillage de forme exploitent directement la géométrie de l'interface bois-béton pour créer des surfaces d'appui qui bloquent le glissement par effet de butée. La rigidité et la résistance d'un verrouillage de forme est pilotée principalement par le matériau bois

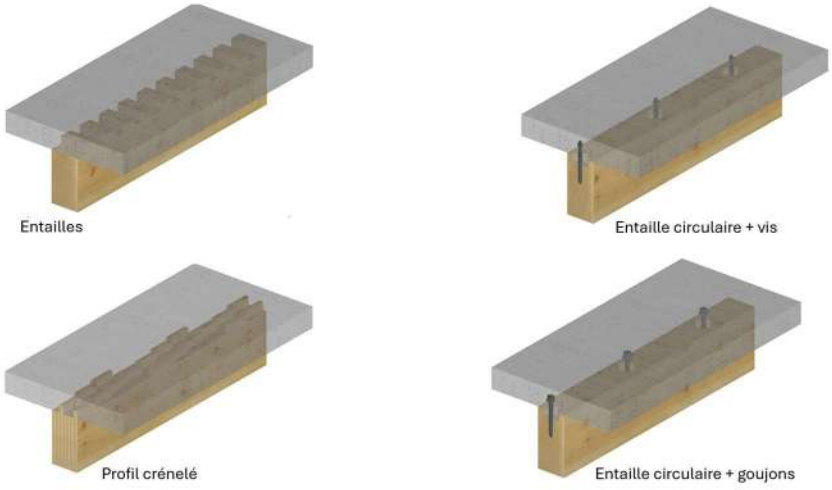


Figure I-12 : Organes de connexion par verrouillage de forme (Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012, 2015)

Le connecteur développé par TIMBERIUM s'apparente à un connecteur par verrouillage de forme.

I.6.4. Organe de connexion par connecteurs filants

Les connecteurs filants transmettent le cisaillement de manière uniformément répartie le long de toute la portée, au lieu d'être concentré aux points de fixation. Cela réduit les pics d'effort de cisaillement aux appuis.

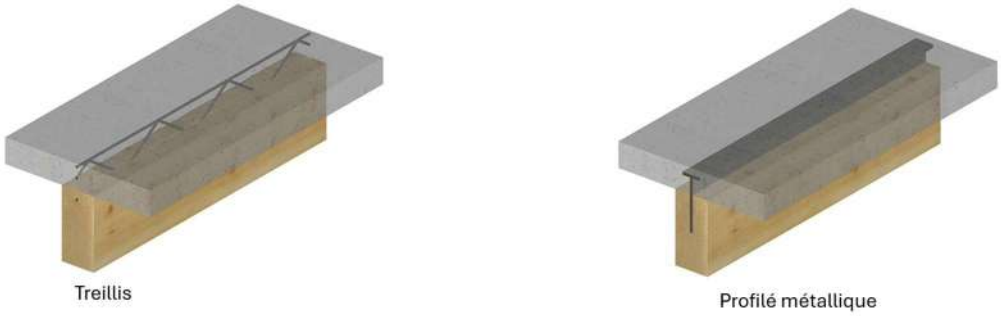


Figure I-13 : Organes de connexions filants (Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012, 2015)

Le connecteur Holz-Beton-Verbunddecke (HBV) est un exemple de connecteur filants. Le connecteur HBV se compose d'éléments d'assemblage en métal déployé, produits à partir de tôles minces laminées à froid, dont les dimensions largeur et longueur sont variables.

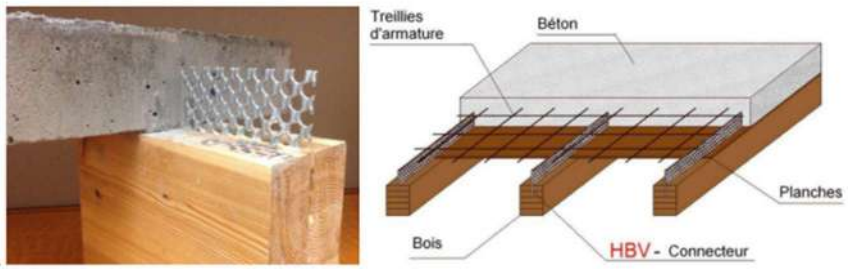


Figure I-14:Connecteur HBV (CSTB & HBV, s. d.)

Le Tableau I-1, réalisé sur base des valeurs fournies par le CSTB (CSTB & HBV, s. d.), indique la résistance au cisaillement ainsi que le module de glissement des connecteurs HBV par millimètre de métal déployé en fonction de l'épaisseur du platelage.

Tableau I-1 : Résistance et module de glissement des connecteurs HBV en fonction de l'épaisseur du platelage

Épaisseur du platelage (mm)	$q_{r,k}$ en N par mm de métal déployé	k_{ser} en kN par mm de métal déployé
Sans	160	825
15	129	395
30	116	263

I.7. Propriétés des matériaux

I.7.1. Matériau bois en Nervure

Le bois est un matériau naturel qui se distingue des autres matériaux de construction par son origine organique et sa structure interne particulière. Il est formé Principalement de fibres continues disposées principalement dans le sens de la croissance de l'arbre, ce qui lui donne un caractère hétérogène et anisotrope

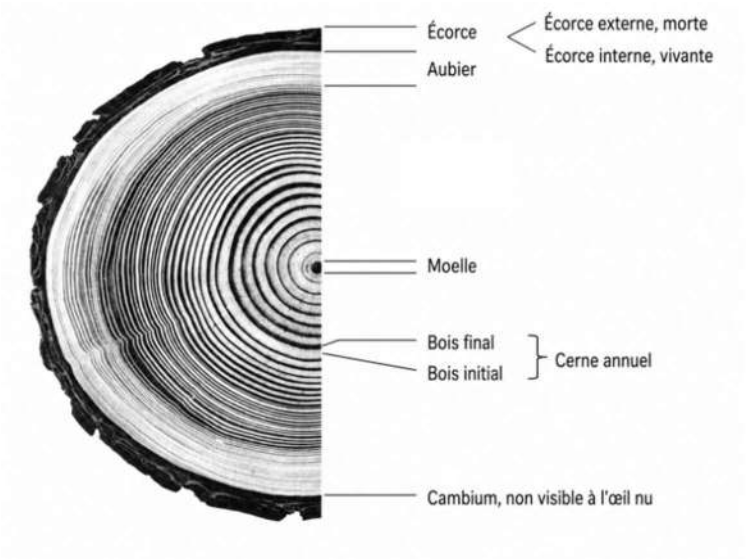


Figure I-15 : Coupe transversale d'une tige de conifère, Douglas (Blaß & Sandhaas, 2017)

Le bois est le seul matériau de construction renouvelable par nature. Son utilisation dans la construction contribue à stocker le carbone.et remplace des matériaux plus carbonés comme l'acier pour un même usage. C'est également un matériau biodégradable, qui se réintègre dans le cycle naturel du carbone en fin de vie.

Ses propriétés mécaniques ne sont pas les mêmes dans toutes les directions et varient aussi d'une essence à une autre.

Tableau I-2 : Classes de résistances des bois lamellés collés homogènes (GL24h,GL28h) EN 14080 :2013

N/mm²	GL24h	GL28h
$f_{t,0,g,k}$	19,2	22,3
$f_{t,90,g,k}$	0,5	0,5
$f_{c,0,g,k}$	24	28
$f_{c,90,g,k}$	2,5	2,5

À l'échelle macroscopique, un tronc d'arbre présente trois directions naturelles bien distinctes, représentées à la Figure 4 la direction longitudinale (L), dans le sens du fil du bois, la direction radiale (R), perpendiculaire aux cernes, et la direction tangentielle (T), tangente à ces mêmes cernes.

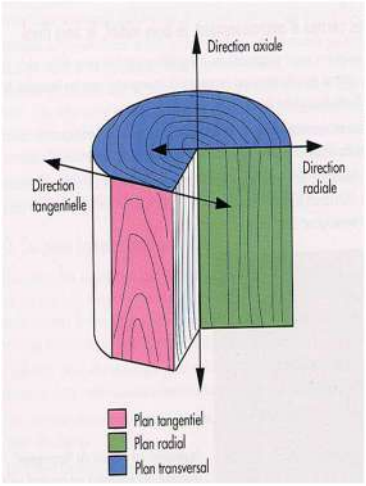


Figure I-16 : Directions longitudinale L, radiale R et tangentielle T du bois

Ces trois directions n'ont pas les mêmes propriétés mécaniques. Dans la direction longitudinale, le bois est à la fois le plus rigide et le plus résistant. Dans les directions radiale et tangentielle, les résistances sont beaucoup plus faibles.

En traction longitudinale, le bois se comporte de façon élastique et linéaire jusqu'à la rupture, qui est fragile et soudaine. En compression, il adopte un comportement élasto-plastique la déformation augmente progressivement avant que la rupture n'intervienne par flambement local des fibres de trachéides, cisaillement entre couches ou écrasement (Laplanche, 2006), comme le montre la Figure I-17.

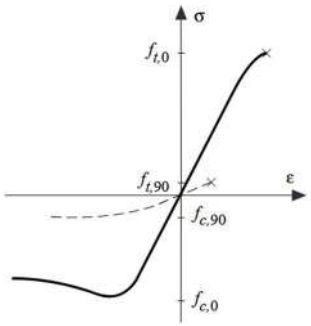


Figure I-17 : Comportement du bois en traction et compression dans la direction longitudinale (Blaß & Sandhaas, 2017)

Les essences de bois se regroupent en deux grandes familles à savoir les résineux (conifères) et les feuillus. Les feuillus sont très représentés en zone tropicale, les résineux en zone tempérée. Le

Tableau I-3 présente quelques propriétés physiques et mécaniques d'essences représentatives de ces deux familles.

Tableau I-3 : caractéristiques des essences de bois (Benoit, 2011).

Zones	Essences	Famille	Masse volumique ρ (kg/m³)	Résistance moyenne à la compression axiale $f_{c,0}$ (MPa)	Résistance moyenne à la flexion f_m (MPa)	Module d'élasticité longitudinal en flexion E (GPa)
Tropicales	Ayous	Feuillus	380	30	73	7260
	Iroko		650	57	105	12840
	Kosipo		690	55	122	11190
	Okoumé		440	36	87	9690
	Sapeli		680	62	142	13960
Tempérées	Chêne		710	58	97	12500
	Hêtre		680	58	107	14300
	Épicéa	Résineux	450	45	71	11000
	Pin Maritime		510	39	80	8800
	Pin Sylvestre		530	50	90	11900

Le bois est un matériau vivant et hygroscopique : il échange continuellement de l'humidité avec l'environnement et le phénomène de retrait/gonflement est considéré et non négligeable dans les calculs de section mixte bois-béton. Lorsque la teneur en eau augmente, le bois gonfle ; lorsqu'elle diminue, il se rétracte. La variation de dimension dans la direction tangentielle ou radiale d'un élément bois soumis à une variation de teneur en humidité est donnée par l'équation *I-1*.(*XP CEN-TS 19103 01-2022*, s. d.)

$$\varepsilon_{retrait} = \alpha \cdot \Delta mc \qquad \text{I-1}$$

Le coefficient de retrait α varie en fonction de la direction considérée. En direction longitudinale, le retrait/gonflement est très faible, tandis qu'en direction tangentielle, le retrait/gonflement est beaucoup plus important.

I.7.2. Matériau béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. Il est fabriqué à partir d'un mélange de granulats (gravier et sable), de ciment et d'eau. Lorsque le ciment entre en contact avec l'eau, il durcit progressivement par réaction chimique, ce qui confère au mélange sa résistance mécanique. Pour améliorer certaines performances du béton, on peut ajouter des

adjuvants à la formulation comme des accélérateurs ou retardateurs de prise, plastifiants, entraîneurs d'air ou hydrofuges.

Il existe plusieurs types de bétons selon l'usage visé à savoir les bétons légers, les bétons ordinaires, les bétons autoplaçants (BAP), les bétons à haute performance (BHP) et bétons fibrés à ultra haute performance (BFUHP).

Le béton est un matériau avec une bonne résistance en compression, mais faible à la traction comme l'illustre la Figure I-18. La résistance en traction est généralement de l'ordre d'un dixième de la résistance en compression d'un béton classique de type C25/30. La propriété de référence du béton durci est sa résistance à la compression à 28 jours, notée f_{c28}, mesurée sur éprouvette cylindrique. Cette résistance dépend de nombreux facteurs tels que la qualité et le dosage du ciment, la granulométrie des agrégats, le rapport eau/ciment et les conditions de mise en œuvre et de cure.

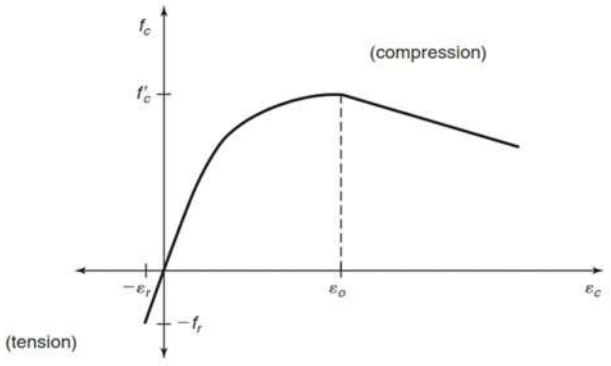


Figure I-18 : Comportement du béton en compression et en traction (Luu, 2019).

À long terme il est important de considérer le retrait du béton qui est une déformation volumique différée due à la perte d'eau lors du séchage (retrait de dessiccation ε_{cd}) et aux réactions d'hydratation du ciment (retrait endogène ε_{ca}). Dans une section mixte, le raccourcissement de la dalle est empêché par la poutre bois via les connecteurs, ce qui génère une force de traction dans le béton et une courbure parasite de la section. L'EN 1992-1-1 (§3.1.4) (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.) donne la déformation totale de retrait du béton par l'équation I-2.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad \text{I-2}$$

I.8. Méthode de calcul et critères de conception des planchers mixtes bois-béton

La future mise à jour de l'Eurocode 5 prévue en septembre 2027 intègre le dimensionnement des planchers mixtes et permet de poser une base normative et assurantielle aux produits. La France a choisi de publier une norme expérimentale (*XP CEN-TS 19103 01-2022*, s. d.) qui reprend intégralement les principes du futur Eurocode en attendant sa publication officielle.

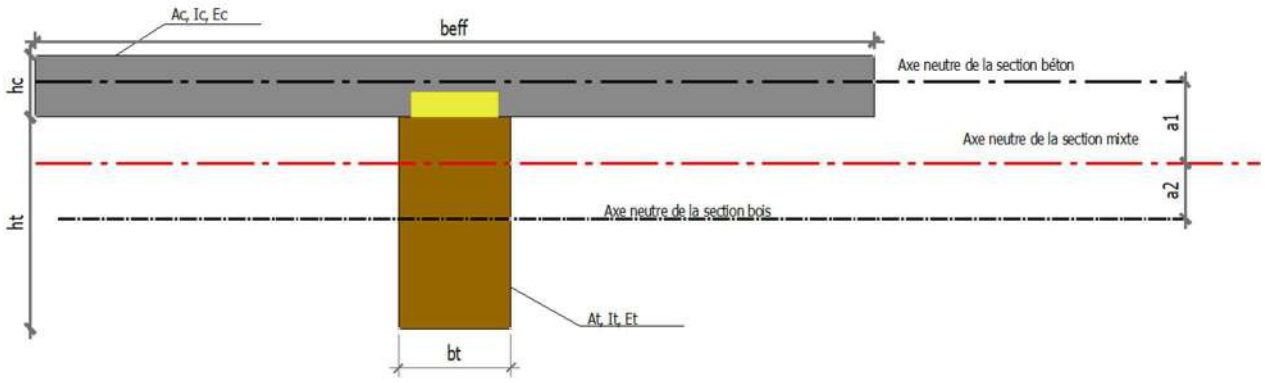


Figure I-19 : Données géométriques pour le calcul de la rigidité de section (Cadwork, s. d.)

I.8.1. Largeur efficace

La largeur efficace (b_{eff}) est directement liée à la trainée de cisaillement entre les nervures bois et la dalle béton, elle est calculée par la méthode décrite dans la norme NF EN 1994-1-1 (CEN 1994-1-1, Eurocode 4, s. d.).

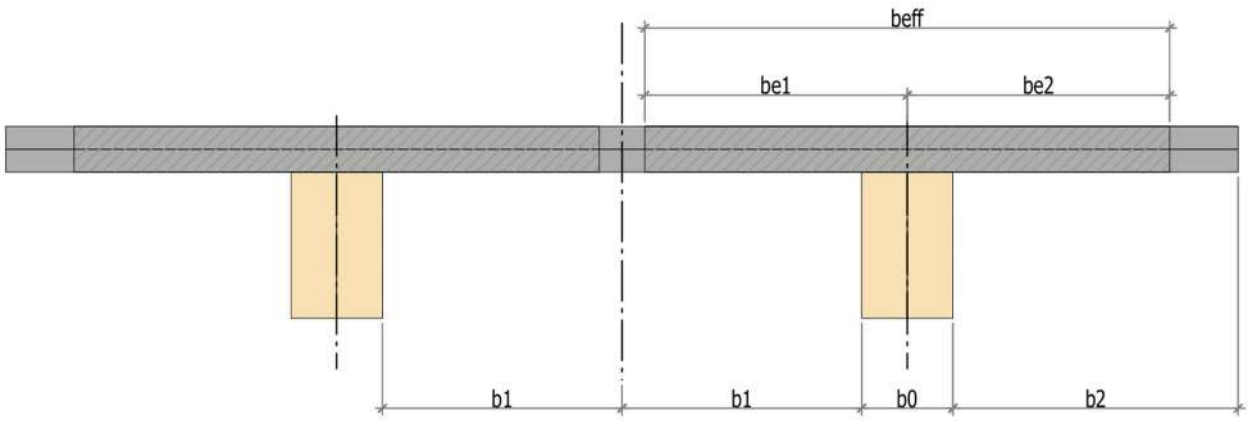


Figure I-20 : Largeur efficace (Cadwork, s. d.)

$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \, b_{ei}$

Avec :

$$\beta_i = (0{,}55 + 0{,}025 \times \frac{l_e}{b_{ei}}) \leq 1{,}0$$

I.8.2. Méthode des gammas (Eurocodes)

Le calcul des poutres mixtes bois-béton est régit par l'annexe B de l'Eurocode 5 et plus récemment par la norme XP CEN 19103-2. La norme propose une méthode de calcul de rigidité en flexion des poutres mixtes qui permet de déterminer les contraintes dans chaque couche de matériaux ainsi que dans le plan de cisaillement des connecteurs.

La méthode des gammas (CEN 1995-1-1, Eurocode 5, s. d.) ne s'applique que dans le domaine élastique, les hypothèses suivantes doivent être respectés pour que la méthode reste fiable :

- La poutre, de portée L , est considérée sur appuis simples. La dalle de compression est modélisée avec un fonctionnement unidirectionnel (un seul sens porteur).
- L'interaction mécanique entre l'âme en bois et la dalle béton est assurée par un dispositif de connexion de rigidité glissante k.
- L'entraxe s entre les organes de liaison est soit invariant sur toute la longueur de la poutre, soit ajusté de manière linéaire pour suivre le diagramme de l'effort tranchant.
- Le chargement est introduit transversalement, générant des efforts internes (flexion et cisaillement) le long de l'axe longitudinal de l'élément mixte.

La méthode des gammas utilise un coefficient de connexion « γ » qui représente l'interaction entre les deux matériaux. L'équation de γ est donnée par l'équation I-3.

$$\gamma = \frac{1}{1+\frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{KL^2}} \qquad \textit{I-3}$$

Pour les vérifications aux états limites de service (ELS), on utilise une valeur de rigidité initiale notée k_s tandis qu'aux états limites ultime (ELU), on retient une valeur réduite, notée k_u définie par la relation $k_u = \frac{2}{3} k_s$.

Le coefficient γ prends la valeur $\gamma = 0$ lorsque l'action composite est nulle et $\gamma = 1$ lorsque l'action composite est totale.

La rigidité efficace de la section varie au cours du temps. Selon les phases de calcul, des valeurs à court terme $(EI)_{eff,0}$ et à long terme $(EI)_{eff,\infty}$ sont à utiliser.

- Rigidité flexionnelle effective à court terme

À court terme, la rigidité flexionnelle effective $(EI)_{eff,0}$ est donné par l'équation I-4.

$$(EI)_{eff,0} = E_c I_c + E_t I_t + \gamma E_c A_c a_1^2 + E_t A_c a_2^2 \qquad \textit{I-4}$$

Avec :

$$A_c = b_c h_c \qquad \textit{I-5}$$

$$A_t = b_t h_t \qquad \textit{I-6}$$

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} \qquad \textit{I-7}$$

$$I_t = \frac{b_t h_t^3}{12} \qquad \textit{I-8}$$

$$a_2 = \frac{\gamma A_c E_c (h_c + h_t)}{2(\gamma A_c E_c + A_t E_t)} \qquad \textit{I-9}$$

$$a_1 = \frac{(h_t + h_c)}{2} - a_2 \qquad \textit{I-10}$$

- Rigidité flexionnelle effective à long terme

À long terme, la rigidité de la section doit être recalculée en tenant compte de l'effet de fluage différenciés des matériaux bois et béton ainsi que la raideur de la connexion.

L'expression de la rigidité à long terme est donnée par l'équation I-11

$$(EI)_{eff,\infty} = E_{c,\infty} I_c + E_{t,\infty} I_t + \gamma E_{c,\infty} A_c a_1^2 + E_{t,\infty} A_c a_2^2 \qquad \textit{I-11}$$

Avec :

$$E_{c,\infty} = \frac{E_c}{1 + (\psi_1 \times \varphi(\infty, t0)} \qquad \textit{I-12}$$

$$E_{t,\infty} = \frac{E_t}{1 + (\psi_2 \times k_{def})} \qquad \textit{I-13}$$

Pour la raideur de connexion à long terme il est calculé à partir des équations I-14 et I-15

$$k_{u,fin} = \frac{k_u}{1 + \psi_{conn} k'_{def}} \qquad \textit{I-14}$$

$$k_{ser,fin} = \frac{k_{ser}}{1 + \psi_{conn} k'_{def}} \qquad \textit{I-15}$$

Avec :

$$k'_{def} = 2 \times k_{def} \qquad \text{I-16}$$

Le calcul de la flèche à mi-portée d'une poutre isostatique sous charge uniformément répartie est déterminé à partir de la rigidité flexionnelle effective $(EI)_{eff}$ par l'équation I-17.

$$w_{inst} = \frac{5pL^4}{384(EI)_{eff}} \qquad \textit{I-17}$$

La *Figure I-21* schématise la distribution des contraintes internes.

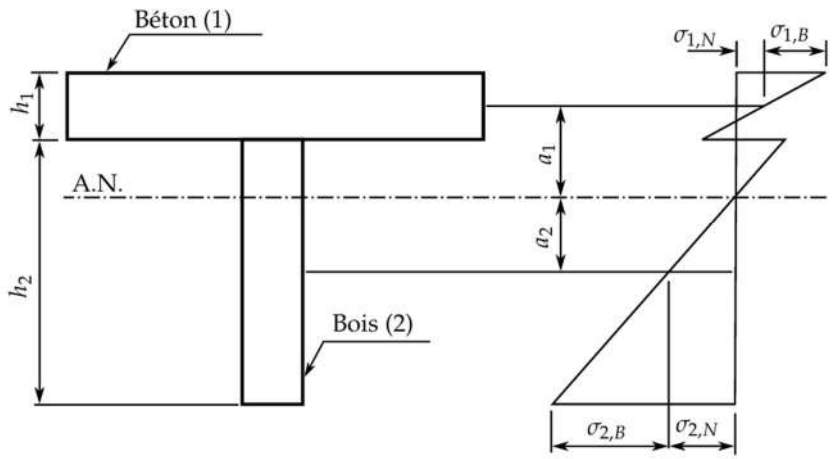


Figure I-21: Distribution des contraintes d'une section de poutre à action composite partielle (Djoubissie et al., 2018)

Les contraintes internes du système sont calculées à partir des équations I-18et I-19.

$$\sigma_1 = \sigma_{1,N} + \sigma_{1,B} = \frac{E_1 h_1 M}{2(EI)_{eff}} \pm \frac{\gamma E_1 a_1 M}{(EI)_{eff}} \qquad \textit{I-18}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{2,N} + \sigma_{2,B} = \frac{E_2 h_2 M}{2(EI)_{eff}} \pm \frac{\gamma E_2 a_2 M}{(EI)_{eff}} \qquad \textit{I-19}$$

La contrainte de cisaillement maximal dans la poutre bois est donnée par l'équation I-20.

$$\tau_{max} = \frac{0{,}5 E_2 h_2^2}{(EI)_{eff}} V(x) \qquad \textit{I-20}$$

L'effort dans les connecteurs est donné par l'équation I-21.

$$q_{v,Ed} = \frac{\gamma E_1 A_1 a_1 s}{(EI)_{eff}} V(x) \qquad \textit{I-21}$$

L'efficacité de la connexion peut être définit à partir de la rigidité en flexion de la poutre mixte, en considérant trois situations : l'absence de connexion $(EI)_0$, la connexion totale $(EI)_\infty$ et la connexion partielle $(EI)_{eff}$. Cette efficacité est exprimée par l'équation I-22.

$$Eff = \frac{(EI)_{eff} - (EI)_{eff,0}}{(EI)_{eff,\infty} - (EI)_{eff,0}} \qquad \textit{I-22}$$

Cette approche permet d'apprécier, de manière simple, le niveau de collaboration entre les deux matériaux. Lorsque la connexion est très rigide,$(\mathrm{EI})_{\mathrm{eff}}$ se rapproche de $(EI)_{\infty}$ et Eff tend vers 1. À l'inverse, si la connexion est très souple,$(\mathrm{EI})_{\mathrm{eff}}$ se rapproche de $(EI)_{eff,0}$ et Eff tend vers 0.

I.8.3. Critères de vérification de résistance à l'ELU

Les charges appliquées génèrent des moments et des efforts tranchants à prendre en compte sur la section mixte. Les vérifications aux ELU doivent être menées sur les solives bois d'une part et sur la dalle béton d'autre part, en ayant au préalable déterminé la position de l'axe neutre de la section mixte.

I.8.3.1. Vérification de la poutre bois en traction et flexion combinée

Dans un plancher mixte fléchi, la poutre bois est soumise à la fois à une contrainte de flexion et à une contrainte de traction axiale générée par les efforts appliqués.

L'Eurocode 5 (§6.2.3) (CEN 1995-1-1, Eurocode 5, s. d.) impose de vérifier la combinaison traction-flexion par l'inégalité I-23.

$$\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,B}}{f_{m,d}} \leq 1 \qquad \textit{I-23}$$

Avec :

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{t,k}}{\gamma_M} \qquad \textit{I-24}$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{\gamma_M} \qquad \textit{I-25}$$

I.8.3.2. Vérification du béton en compression

La contrainte maximale de compression dans la dalle béton, localisée à la fibre supérieure, est vérifiée vis-à-vis de la résistance de calcul du béton en compression. Cette vérification est conduite conformément à l'EN 1992-1-1 (§6.1) (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.) par l'inégalité I-26.

$$\sigma_1 \leq f_{c,d} \qquad \textit{I-26}$$

Avec :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{c,k}}{\gamma_b} \qquad \textit{I-27}$$

I.8.3.3. Vérification du cisaillement dans la poutre bois

Le dimensionnement est plus souvent réalisé de façon à avoir un maximum d'effort de cisaillement au niveau de la connexion bois-béton mais cela ne dispense cependant pas de justifier chaque matériau indépendamment vis-à-vis de l'effort tranchant.

L'effort tranchant dans la poutre bois génère des contraintes tangentielles qui sont maximales à la fibre neutre de la section bois. La vérification est conduite selon l'EN 1995-1-1 (§6.1.7) (CEN 1995-1-1, Eurocode 5, s. d.) par l'inégalité I-28.

$$\tau_{max} \leq f_{v,d} \qquad \textit{I-28}$$

Avec :

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} f_{v,k}}{\gamma_M} \qquad \textit{I-29}$$

I.8.3.4. Vérification des sections des armatures de reprise d'effort tranchant selon les dispositions de la NF EN 1994-1-1

La contrainte de cisaillement longitudinale V_{Ed}, développée à la jonction entre un côté de la membrure et l'âme est déterminée par la variation d'effort normal (longitudinal) dans la partie de la membrure considérée et donnée par l'équation I-30

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_1 . \Delta x} \qquad \textit{I-30}$$

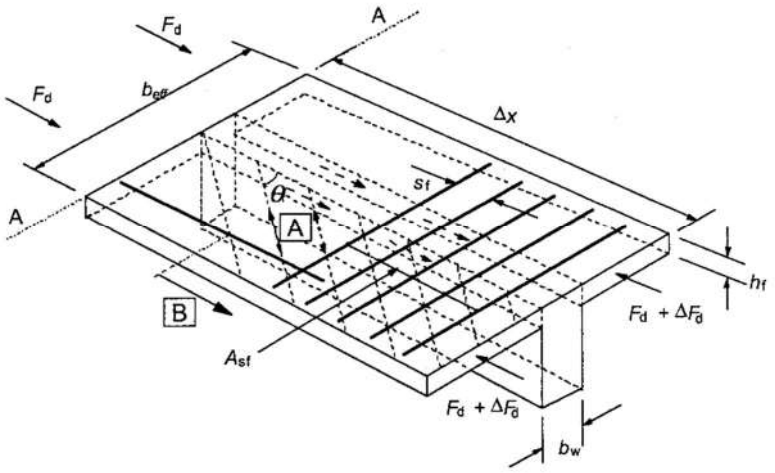


Figure I-22 : Notation pour la jonction entre âme et membrure (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.)

L'aire de la section des armatures transversales par unité de longueur, $\frac{A_{sf}}{S_f}$, doit reprendre la ruine à l'effort tranchant $T = \frac{V_{Ed}.h_1}{cotan\,\theta_f}$. L'inégalité I-31 doit donc être vérifiée :

$$\frac{A_{sf}.f_{yd}}{S_f} \geq \frac{V_{Ed}.h_1}{cotan\,\theta_f} \qquad \textit{I-31}$$

Les armatures minimales sont définies selon NF EN 1994 (6.6.6.3), qui renvoie à la NF EN 1992 (9.2.2(5)).

Afin d'éviter l'écrasement des bielles de compression de la dalle béton, il convient de vérifier selon la norme EN 1992-1 (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.) l'équation I-32.

$$V_{Ed} \leq \upsilon\, f_{cd}.sin\,\theta_f\,.cos\,\theta_f \qquad \textit{I-32}$$

Avec θ_f respectant les conditions :

- $1{,}0 \leq cotan\,\theta_f \leq 2{,}0$ Pour les membrures comprimées ($45° \geq \theta_f \geq 26{,}5°$)
- $1{,}0 \leq cotan\,\theta_f \leq 1{,}25$ Pour les membrures tendues ($45° \geq \theta_f \geq 38{,}6°$)

Le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant (υ) est donné par l'équation I-33

$$\upsilon = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]\ (f_{ck}\ en\ MPa) \qquad \textit{I-33}$$

I.8.3.5. Vérification du cisaillement dans les connecteurs aux appuis

Les connecteurs transmettent l'effort de cisaillement longitudinal à l'interface bois-béton. Chaque connecteur est soumis à un effort de glissement qui dépend de sa position sur la poutre. Étant donné la répartition des efforts de cisaillement dans une poutre isostatique, il est d'usage d'implanter un nombre de connecteurs plus important à proximité des appuis qu'en milieu de travée.

Dans un objectif de simplification, il est en général d'usage de découper la poutre en trois et de respecter un espacement constant des connecteurs dans ces parties.

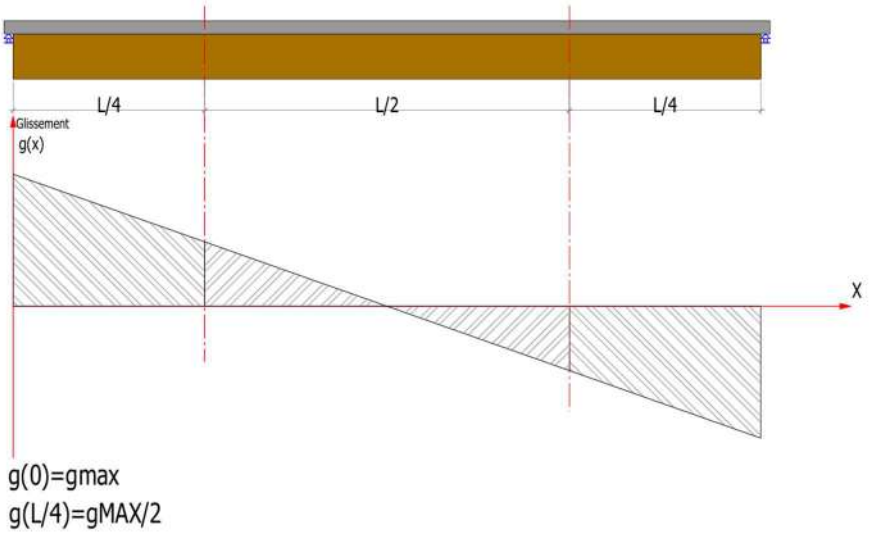


Figure I-23 : Répartition des contraintes de cisaillement le long d'une poutre (Cadwork, s. d.)

La condition de résistance conduite selon (EN 1995-1-1, Annexe B) (CEN 1995-1-1, Eurocode 5, s. d.) est donnée par l'inégalité I-34.

$$\frac{q_{v,Ed}}{q_{r,d}} \leq 1 \qquad \textit{I-34}$$

Avec :

$$q_{r,d} = \frac{q_{r,k} \times k_{mod}}{\gamma_M} \qquad \textit{I-35}$$

I.8.4. Vérification à l'État limite de service

À l'état limite de service, les vérifications portent sur la limitation des déformations et, dans certains cas, sur le contrôle des contraintes en service. L'EN 1995-1-1 (§7.2) distingue trois composantes de flèche dont les valeurs admissibles sont données dans le Tableau 7.2 de la norme (CEN 1995-1-1, Eurocode 5, s. d.).

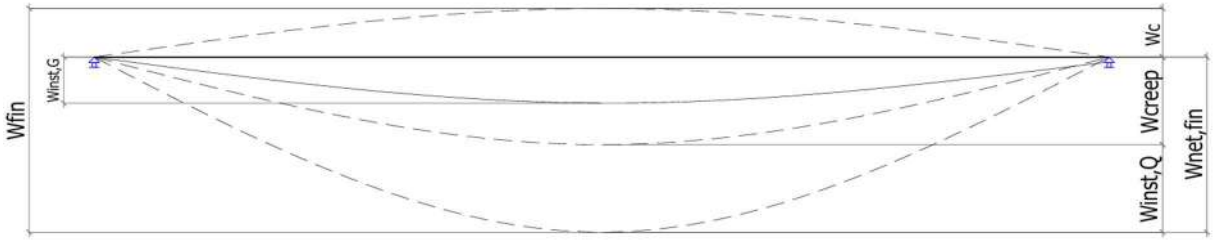


Figure I-24 : flèches au cours du chargement (Cadwork, s. d.)

- W_c est la contreflèche (si elle existe)

- $W_{inst,Q}$ est la flèche instantanée sous Q seul (charge d'exploitation)
- W_{creep} est la flèche de fluage sous $G + \psi_2 Q$
- W_{fin} est la flèche finale
- $W_{net,fin}$ est la flèche résultante finale

Pour le calcul des flèches, l'incidence du fluage est prise en compte de la manière suivante :

$$w_{creep} = W_{QP,inst} - W_{QP,fin} \quad \text{I-36}$$

- $W_{QP,inst}$: flèche due à la combinaison quasi permanente, calculée avec les modules d'élasticité instantanés
- $W_{QP,fin}$: flèche due à la combinaison quasi permanente, calculée avec les modules d'élasticité finaux

La flèche nette finale correspond à la déformation totale à long terme, tenant compte du fluage des matériaux. Elle est définie par l'équation I-37

$$W_{net,fin} = w_{fluage} + w_{creep} - W_c \quad \text{I-37}$$

La flèche active C'est l'accroissement de la flèche pris par le plancher à partir de l'achèvement de l'ouvrage. C'est donc la part de flèche finale due aux charge permanente actives qui sont les charges prenant place après déformation initiale et supportant un risque d'endommagement (cloison maçonnée, carrelage...).

Pour un plancher courant, les limites recommandées sont données par les inégalités I-38 à I-43

- Flèche instantanée *:* $w_{inst} \leq \frac{L}{300}$ *I-38*
- Flèche nette finale *:* $w_{net,fin} \leq \frac{L}{250}$ *I-39*
- Flèche active En l'absence de cloisons maçonnées ou revêtements de sol fragiles :
  - $w_{active} \leq \frac{L}{350}$ Pour $L \leq 7{,}00\ m$ I-40
  - $w_{active} \leq 1\text{cm} + \frac{L}{700}$ Pour $L > 7{,}00\ m$ I-41
- En présence de cloisons maçonnées ou revêtements de sol fragiles.
  - $w_{active} \leq \frac{L}{500}$ Pour $L \leq 5{,}00\ m$ I-42
  - $w_{active} \leq 0{,}5\text{cm} + \frac{L}{1000}$ Pour $L > 5{,}00\ \ m$ I-43

Les vérifications aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) relatives au projet réel « Le Sillon » sont présentées en détail en Annexe 1.

Conclusion partielle

Ce premier chapitre a permis d'établir les bases essentielles pour la compréhension des planchers mixtes bois-béton. L'examen des différents types de connecteurs, des propriétés des matériaux et des méthodes de calcul normatives montre bien que le comportement global du plancher dépend fortement de la qualité de la connexion à l'interface bois-béton. La méthode des gammas imposée par les Eurocodes permet de quantifier de façon rigoureuse cette interaction et de vérifier la structure aux états limites. Ces éléments théoriques constituent la base sur laquelle portera l'étude expérimentale et numérique développée dans les chapitres suivants.

Chapitre II. Analyse expérimentale du comportement mécanique du connecteur de plancher mixte TIMBERDAL

II.1. Introduction

Ce chapitre traite du comportement mécanique réel du connecteur Timberium. Il s'agit de déterminer expérimentalement sa rigidité et sa résistance au cisaillement par des essais de type push-out, pour obtenir des données fiables pour la modélisation et la conception. Pour cela, les matériaux utilisés sont décrits tout d'abord, puis le connecteur lui-même, le dispositif expérimental mis en place et les résultats obtenus. Enfin, l'analyse des modes de ruine permet de mieux comprendre les mécanismes qui régissent la rupture de la connexion.

II.2. Propriétés des matériaux utilisés dans le plancher TIMBERDAL

La performance d'un plancher mixte bois-béton dépend directement des caractéristiques mécaniques des matériaux qui le composent. Dans cette section, nous présentons les propriétés essentielles du bois lamellé-collé et du béton utilisés dans le système TIMBERDAL, selon les normes européennes en vigueur Eurocode 2, Eurocode 5 et EN 338 (CEN 1992-1-1, Eurocode 2; CEN 1995-1-1, Eurocode 5.).

II.2.1.Bois lamellé Collé (BLC)

Le bois lamellé-collé est un matériau composé de plusieurs lamelles de bois massif assemblées par collage. Cette technique permet de réduire les défauts naturels du bois et d'améliorer la stabilité dimensionnelle. Le plancher TIMBERDAL utilise des poutres en bois lamellé-collé de classe GL24h selon la norme (CEN 14080).

Les caractéristiques mécaniques du bois en classe GL24h sont présentées ci-dessous :

Tableau II-1: Propriétés mécaniques du bois lamellé-collé GL24h (CEN 14080, s. d.)

Propriété	Symbole	Valeur (GL24h)	Unité
Module d'élasticité moyen parallèle aux fils	$E_{0,mean}$	11 500	MPa
Module d'élasticité 5% parallèle aux fils	$E_{0,05}$	9 600	MPa
Résistance en flexion	$f_{m,k}$	24	MPa
Résistance en traction parallèle aux fils	$f_{t,0,k}$	19,2	MPa
Résistance en compression parallèle aux fils	$f_{c,0,k}$	24	MPa
Résistance au cisaillement	$f_{v,k}$	3,5	MPa
Masse volumique moyenne	ρ_{meam}	420	kg/m³

II.2.2.Le béton

La dalle en béton est préfabriquée en usine par un préfabriquant spécialisé, qui dispose d'une formulation de béton valide permettant d'atteindre les caractéristiques mécaniques souhaitées. Le béton utilisé est de classe C40/50 selon l'Eurocode 2 (CEN 1992-1-1, Eurocode 2), correspondant à une résistance caractéristique à la compression de 40 MPa sur cylindre et 50 MPa sur cube. Après coulage, la dalle est soumise à un séchage accéléré par étuve, garantissant une hydratation contrôlée et une montée en résistance rapide et homogène avant sa mise en œuvre.

Tableau II-2 : Propriétés mécaniques du béton C40/50 (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.)

Propriété	Symbole	Valeur	Unité
Résistance caractéristique (cylindre)	f_{ck}	40	MPa
Résistance caractéristique (cube)	$f_{ck,cube}$	50	MPa
Résistance moyenne en traction directe	$f_{ctm} = 0{,}3 \times f_{ck}^{2/3}$	3,51	MPa
Résistance caract. traction (fractile 5%)	$f_{ctk,0,05} = 0{,}7 \times f_{ctm}$	2,46	MPa
Déformation ultime en compression	ε_{cu2}	3,5	‰
Déformation au pic de contrainte	ε_{c2}	2,0	‰
Masse volumique (béton armé)	ρ	2 500	kg/m³
Coefficient de Poisson	ν	0,2	—

II.3. Description du connecteur de plancher TIMBERDAL

Le connecteur, employé dans le système de plancher TIMBERDAL, est un connecteur à micro-entailles réalisées avec du bois, assurant une adhérence directe avec le béton. Ce procédé permet de mobiliser efficacement la liaison bois-béton en reprenant les efforts de cisaillement à l'interface ainsi que de faibles efforts de traction transversale, notamment ceux associés au soulèvement de la dalle en béton.

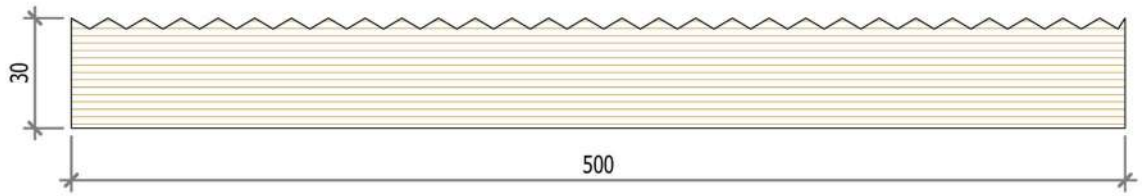


Figure II-1 : Vue en coupe du connecteur Tiberium

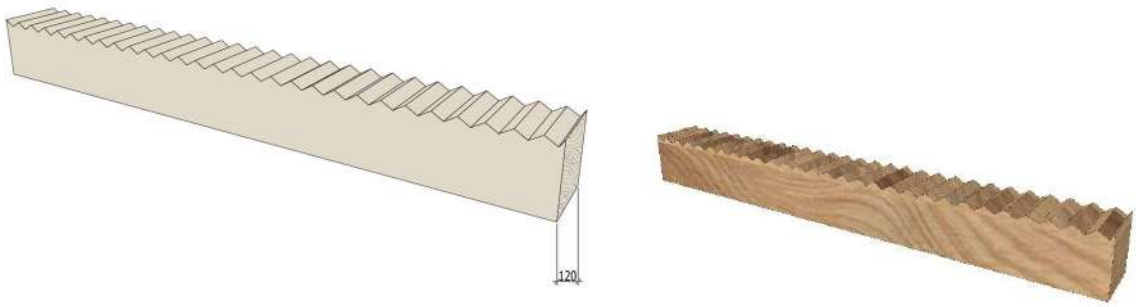


Figure II-2 : Vue 3D du connecteur Timbérium

Tableau II-3 : Dimensions et matériaux du connecteur Timberium

Caractéristique	Valeur	Unité
Longueur du connecteur	500	mm
Largeur du connecteur	120	mm
Épaisseur du connecteur	30	mm
Matériau	Bois massif (D30)	

Cette solution se distingue par sa compatibilité avec une préfabrication intégrale en usine, notamment dans une filière de prédalles béton, ce qui constitue un atout majeur en termes de qualité d'exécution, de contrôle industriel et de rapidité de mise en œuvre.

II.4. Essais de cisaillement du connecteur TIMBERIUM (push-out)

Cette section détaille la géométrie des éprouvettes de cisaillement (push-out), le protocole expérimental, les méthodes d'analyse ainsi que les l'analyse des résultats obtenues.

II.4.1.Dispositif expérimental

Les essais de cisaillement ont été réalisés sur des éprouvettes de planchers mixtes bois-béton à l'aide d'un montage incliné à 14°, afin d'évaluer le comportement mécanique de la connexion en cisaillement. Le chargement est appliqué à l'aide d'une presse universelle électromécanique équipée d'un système de pilotage et d'acquisition de données, permettant l'enregistrement continu de l'effort appliqué et du déplacement correspondant.

La configuration adoptée permet de mobiliser la transmission des efforts de cisaillement au niveau de l'interface bois-béton dans des conditions représentatives du fonctionnement de la connexion. Le dispositif de maintien a été conçu pour assurer la stabilité de l'éprouvette pendant toute la durée de l'essai et pour limiter les déplacements parasites.

II.4.2.Instrumentation

La mesure du glissement est réalisée à l'aide d'un système optique sans contact basé sur l'utilisation de caméras. Quatre cibles sont vissées sur la partie bois à l'aide d'une équerre afin d'être dans le même plan que celle de la partie béton. Quatre autres cibles sont fixées sur le vérin assimilé à la partie béton. Les caméras visent les cibles, ce qui permet, après traitement, de connaître le glissement.

Après traitement des images, le glissement à l'interface est obtenu à partir de la différence de déplacement entre la partie béton et la partie bois. Cette méthode permet de suivre avec précision l'évolution du glissement et d'établir les courbes effort-glissement de la connexion étudiée.

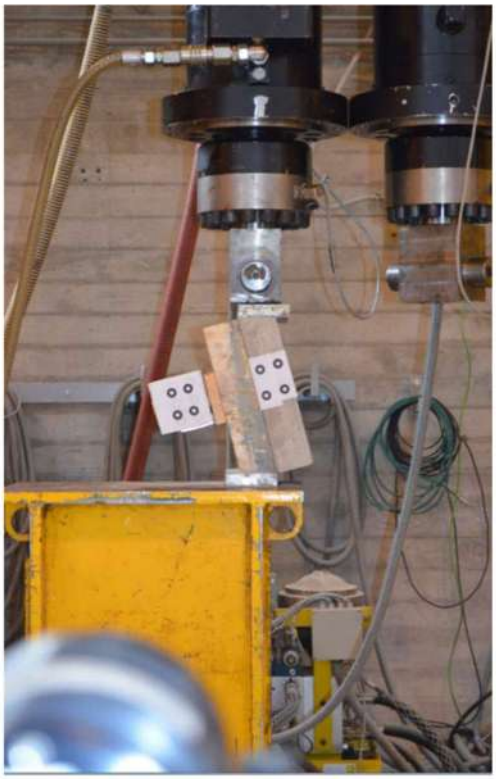


Figure II-3 : Instrumentation de l'essais Push-out

II.4.3.Description de l'éprouvette

L'éprouvette utilisée pour l'essai de cisaillement à 14° est constituée d'un assemblage bois-béton disposé de manière inclinée. L'effort est appliqué par la presse sur l'élément béton, de façon à mobiliser le comportement en cisaillement de la connexion. L'ensemble est maintenu dans un montage spécifique assurant son positionnement et sa stabilité pendant l'essai. Le connecteur étudié est intégré dans la zone d'interface entre les deux matériaux, qui constitue la partie centrale de l'analyse expérimentale.

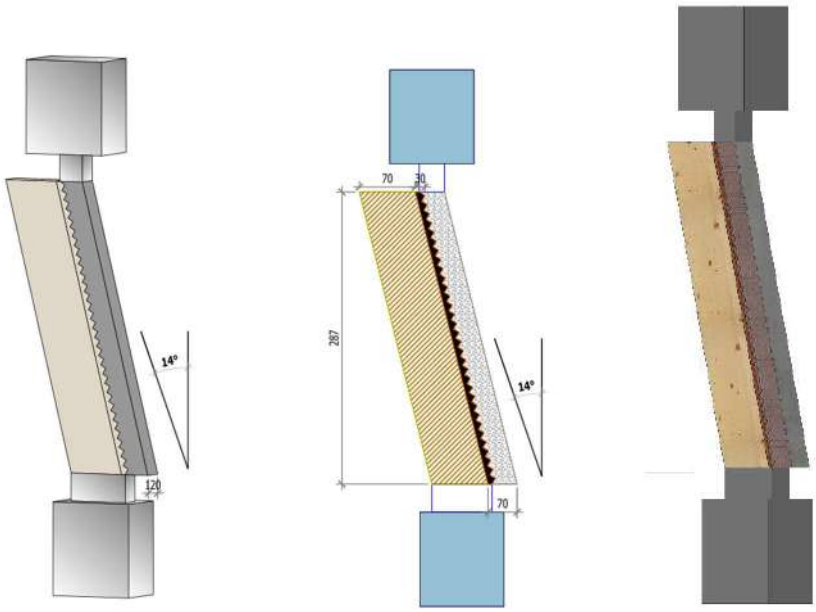


Figure II-4 : Description de l'éprouvette Push-out

Le bois a 70mm d'épaisseur sur 120mm, le béton a une épaisseur de 70mm sur 120mm, le connecteur à 30 mm d'épaisseur sur 120 mm. La section cisaillée est 120mm par 287mm.

II.4.4.Méthodes d'analyses des résultats

L'analyse du comportement mécanique de la connexion repose sur l'exploitation des courbes force-glissement et des observations après la rupture de l'éprouvette. Cette démarche permet d'identifier la résistance, le module de glissement et le mode de ruine, qui sont des paramètres fondamentaux pour la modélisation des poutres mixtes bois-béton (Ceccotti, 2002b).

La capacité de résistance maximale de la connexion est la charge maximale des essais push-out pour chaque éprouvette jusqu'à l'atteinte avant ou à 15 mm de glissement (*EC1 P1-7 AN*, s. d.). Lorsque plusieurs éprouvettes sont testées, la résistance caractéristique est évaluée à partir de l'ensemble des valeurs maximales obtenues, ce qui permet de proposer une résistance représentative du comportement de la connexion étudiée.

II.4.4.1. Détermination de la résistance caractéristique expérimentale

L'annexe D de l'EC0 Partie D7 fournie deux approches permettant de déterminer la résistance caractéristique d'un produit, dans le cas présent, la résistance d'assemblage. Il a été choisi que les données seront dépouillées en suivant une loi Log Normale, ce qui, comme le précise l'annexe D, présente l'avantage d'exclure les valeurs négatives. La première approche suppose

que le coefficient de variation (COV) Vx est inconnu tandis que la deuxième approche suppose que le COV est parfaitement connu. Le COV se calcul à partir de la formule II-1

$$m_x = \frac{\sum_i^N X_i}{N} . S_x = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_i^N (X_i - m_X)^2} \; et \; V_X = \frac{S_X}{m_X} \qquad II\text{-}1$$

Il a été choisi d'utiliser l'approche COV inconnu ; La Figure II-5 présente le logigramme de calcul par l'approche COV inconnu de l'annexe D de l'EC0.

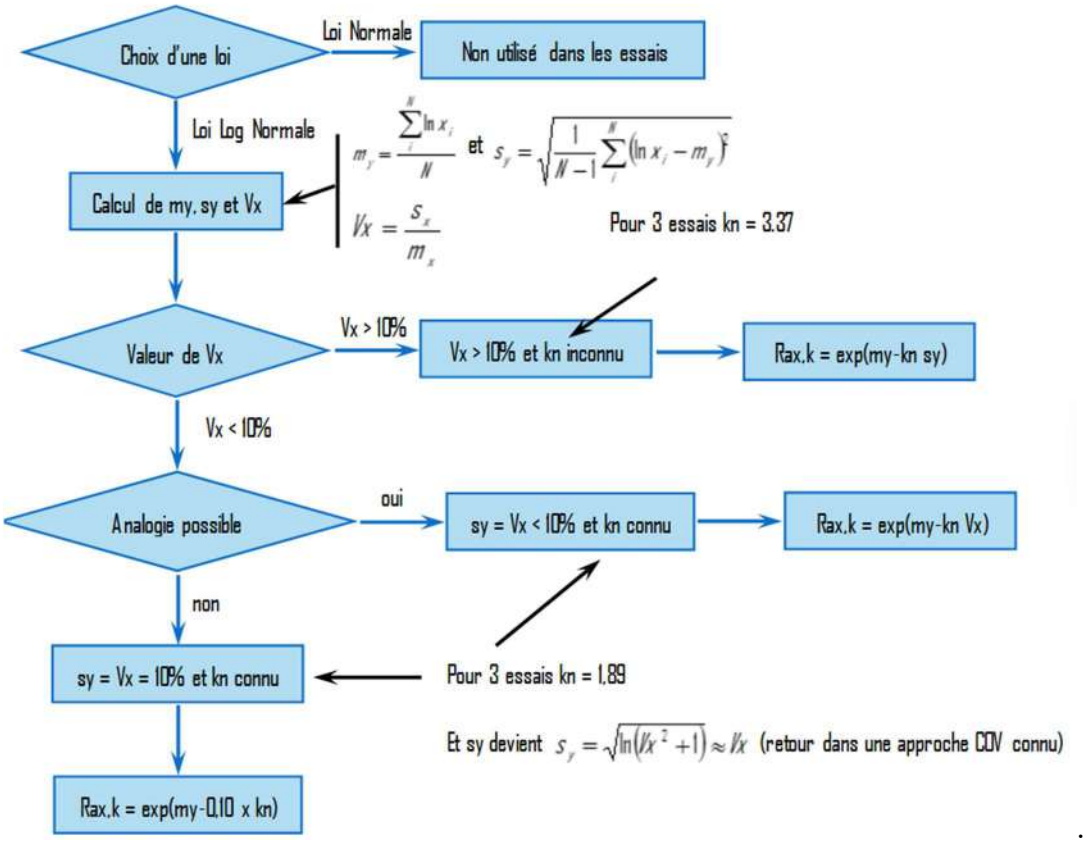


Figure II-5 : Logigramme de calcul par l'approche COV inconnu

III.4.4.2. Détermination du module de glissement expérimental

Les modules de glissement, ou rigidités du système de connexion, permettent de caractériser le comportement de la connexion aux différents états limites. Conformément aux équations II-2 et II-3, le module de glissement sécant à 40% de F_{max}, noté K_s, est utilisé pour l'état limite de service, tandis que celui évalué à 60% de F_{max}, noté K_u, est retenu pour l'état limite ultime (Ceccotti, 1995).

$$k_s = \frac{0{,}4\, F_{max}}{v_{04}} \qquad II\text{-}2$$

$$k_u = \frac{0{,}6\, F_{max}}{\upsilon_{06}} \qquad \textit{II-3}$$

Avec υ_{04} et υ_{06} les glissements respectifs à 40% et 60% de $Fmax$.

La Figure II-6 illustre la définition de ces différentes rigidités.

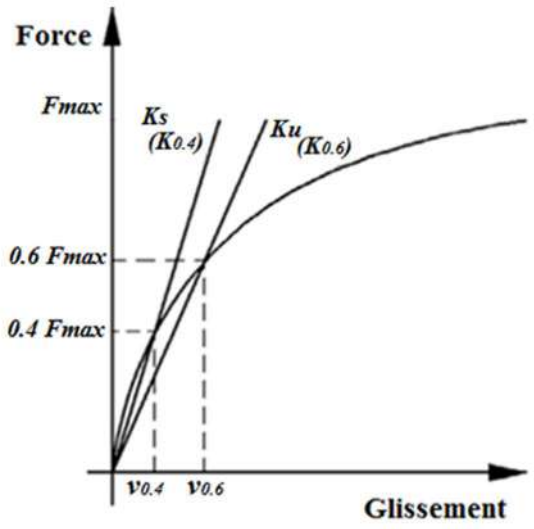


Figure II-6 : Détermination des valeurs de rigidité (Djoubissie et al., 2018)

En ce qui concerne le mode de ruine, celui-ci peut être ductile ou fragile, et permet d'apprécier le type de rupture susceptible d'apparaître dans la structure mixte. Le paramètre de ductilité ∇ est utilisé pour quantifier ce comportement. Selon les travaux du docteur Djoubissie (Djoubissie et al., 2018), il est défini comme le rapport entre la différence de la résistance maximale et de la résistance correspondant à un glissement de 15 mm, rapportée à la résistance maximale.

$$\nabla = \frac{F_{max} - F_{15mm\ de\ déplacement}}{F_{max}} \times 100 \qquad \textit{II-4}$$

Lorsque $\nabla < 20\%$, la connexion est considérée comme ductile, c'est-à-dire qu'elle est capable de supporter un glissement relatif de 15 mm avec une diminution de force inférieure à 20% de F_{max}. Dans le cas contraire, le comportement de la connexion est qualifié de fragile ou de quasi-fragile.

II.5. Résultats de l'essais et analyses

Les essais de push-out ont servi à générer les courbes force-glissement caractéristiques de la connexion.

II.5.1.Résultats de l'essais

Les Figures II-7 à II-9 présentent les courbes force-déplacement des trois éprouvettes réalisées.

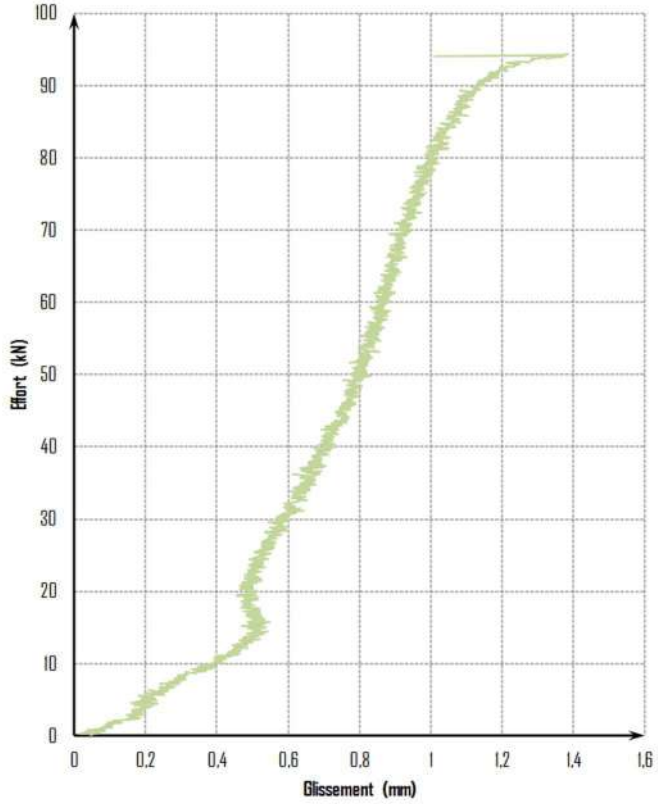


Figure II-7 : Courbe force-glissement éprouvette 1

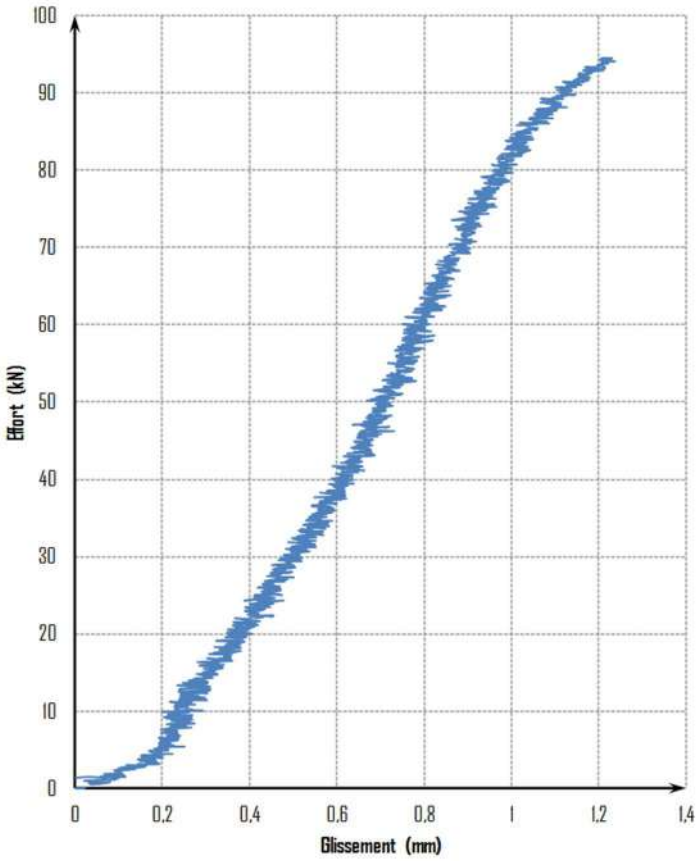


Figure II-8 : Courbe force-glissement éprouvette 2

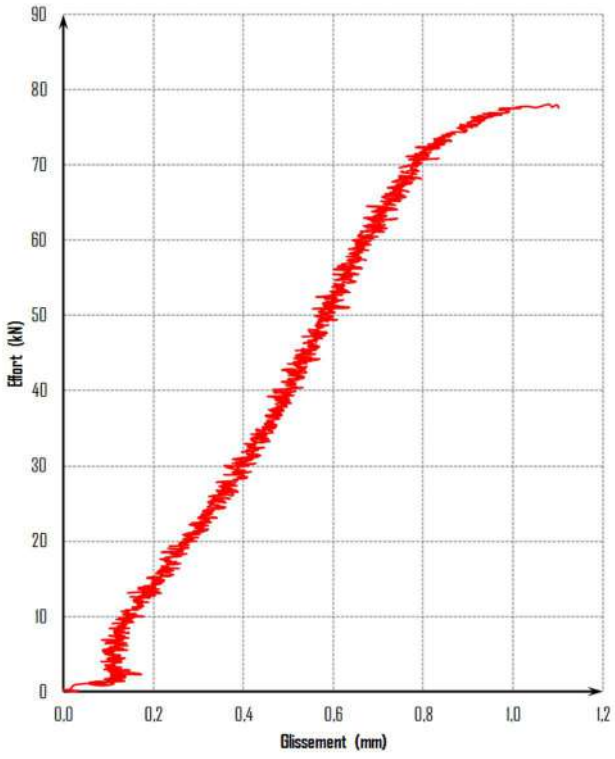


Figure II-9 : Courbe force-glissement éprouvette 3

Le Tableau II-4 présente les valeurs de capacités de résistance F_{max} (charge maximale atteinte lors de l'essai.), des déplacements respectifs δ_{Fmax}, des contraintes de cisaillement résultantes σ_{Fmax} , du paramètre de ductilité ∇ et de la rigidité à l'état limite de service k_{ser} issus des résultats des trois éprouvettes d'essais.

Tableau II-4 : Résultats des essais Push-Out sur les trois éprouvettes

Éprouvette	$F_{max}\ (kN)$	$\delta_{Fmax}\ (mm)$	$\sigma_{Fmax}\ (MPa)$	$k_{ser}\ (\frac{kN}{mm})$	∇ (%)
1	94	1,38	2,74	111	100
2	96	1,31	2,80	102	100
3	78	1,08	2,27	100	100
Moyenne	90	1,26	2,60	104	-

La valeur caractéristique de la contrainte expérimentale du connecteur Timbérium est donné dans le Tableau II-5

Tableau II-5 : Valeur caractéristique de la contrainte expérimentale du connecteur Timbérium

Éprouvette d'essais	Contrainte max (MPa)
1	2,74
2	2,80
3	2,27
m_X	2,6
s_X	0,29
V_X	0,11

m_Y	0,95
Valeur caractéristiques ($V_X < 10\%$)	
2,15 MPa	

II.6. Analyse des résultats d'essais de cisaillement

Les éprouvettes 1 et 2 présentent des valeurs proches, ce qui traduit une bonne répétabilité des résultats expérimentaux. L'éprouvette 2 atteint la résistance la plus élevée, tandis que l'éprouvette 3 affiche une valeur plus faible, ce qui se justifie par une différence de comportement locale des matériaux dans les éprouvettes.

II.6.1. Modes de ruines de la connexion

Le mode de ruine observé est identique d'une éprouvette à l'autre. La rupture se produit principalement au niveau de l'interface connecteur-béton, par cisaillement du béton à la zone de contact. Ce mode de ruine s'accompagne d'un glissement limité, ce qui indique que la connexion atteint sa résistance ultime avant l'apparition de la ruine Aucune autre ruine n'a été relevé ni dans la poutre en bois ni dans le connecteur, confirmant ainsi que la ruine est gouvernée par la surface de cisaillement connecteur-béton.

II.7. Analyse comparative des résultats avec la littérature

II.7.1. Introduction et contexte de la comparaison

Dans ce paragraphe, une analyse comparative systématique est menée afin de positionner ces résultats par rapport au paysage scientifique actuel et d'évaluer les performances relatives du connecteur proposé.

Cette comparaison est basée sur des données expérimentales provenant d'une sélection d'études de référence publiées dans la littérature internationale, qui couvrent les principales familles de connecteurs bois-béton : connecteurs de type tige (vis, boulons, goujons filetés), connecteurs à

verrouillage de forme (entailles, entailles renforcées) et connecteurs continus (treillis métalliques, plaques perforées collées). Les paramètres comparés sont :

- La résistance maximale par connecteur F_{max} (kN),
- Le glissement au pic δ_{Fmax} (mm),
- Le module de glissement en service k_{ser} (kN/mm)

II.8. Tableau comparatif global

Tableau II-6 : Comparaison des résultats push-out du connecteur Timbérium avec la littérature

Référence	Type de connecteur	Matériaux	F_{max} (kN)	δ_{Fmax} (mm)	k_{ser} (kN/mm)
Présente étude	Connecteur bois massif Timbérium	GL24h / C25/30	90	1,26	104
(Shi et al., 2022)	Entaille rectangulaire simple (h = 100mm)	Lamibois / C40	85 – 120	[2 ; 4]	[150 ; 320]
(Djoubissie et al., 2018)	Entaille triangulaire + armature HA Ø10 angle 90°	Bois dur tropical / C35	53,5	-	[80 ; 180]
(Djoubissie et al., 2018)	Entaille triangulaire + armature HA Ø10 angle 60°	Bois dur tropical / C35	31,8	-	[50 ; 90]
(Yeoh, Fragiacomo, Franceschi, & Buchanan, 2011)	Entaille trapézoïdale GL24h — L = 300mm	GL24h / C25	[120 ; 165]	[3 ; 5]	[200 ; 350]
(Ntolla, 2010)	Entaille + vis verticale (notch-screw)	Glulam / C25	150,2	-	318

(Appavuravther et al., 2021)	Vis auto-taraudeuse Ø11mm inclinée 45°	GL24h / béton léger	32,5	[6 ; 8]	6,9
(KAVALIAUSKAS, 2010)	Vis perpendiculaire Ø6mm	Sapin / C20	[8 ; 15]	[10 ; 15]	[3 ; 8]
(Mushina, 2019)	Vis / tirefonds Ø5,47mm	Kempas / C25	[12 ; 20]	[5 ; 10]	[3 ; 6]
(Wang et al., 2021)	Boulons ductiles Ø12–16mm (béton léger)	Sapin / C22 (léger)	[40 ; 80]	[8 ; 15]	[15 ; 30]

II.9. Analyse comparative par paramètre

II.9.1.Résistance maximale

Le connecteur Timbérium a une résistance maximale moyenne de 90 kN, ce qui le place dans le niveau intermédiaire des connecteurs bois-béton à verrouillage de forme. Cette valeur est supérieure à celle des vis et tirefonds classiques (F_{max} = 8–35 kN selon le diamètre), mais inférieure à celle des entailles profondes renforcées (120–165 kN selon (Yeoh, Fragiacomo, Franceschi, & Buchanan, 2011)) et très inférieure à celle des connecteurs par plaques collées (300–720 kN selon (Estévez-Cimadevila et al., 2022)).

On peut comparer plus justement avec les connecteurs à verrouillage de même type (entaille dans le bois remplie de béton), pour lesquels F_{max} varie classiquement entre 53 kN (entaille non renforcée, (Djoubissie et al., 2018)) et 165 kN (entaille trapézoïdale GL24h 300 mm, (Yeoh, Fragiacomo, Franceschi, & Boon, 2011)).

II.9.2.Module de glissement

Le module de glissement en service k_{ser}= 104 kN/mm est la caractéristique la plus distinctive du connecteur Timbérium. Il est bien plus élevé que celui des vis et boulots classiques (k_{ser} = 3–30 kN/mm), du même ordre que celui des entailles simples non renforcées (Kser = 50–180

kN/mm suivant la géométrie et la profondeur d'entaille) et inférieur à celui des entailles profondes renforcées ou des plaques collées (k_{ser} > 300 kN/mm).

Cette rigidité élevée correspond au mécanisme de verrouillage de forme du connecteur : le béton coulé dans l'interface butée s'appuie directement sur la pièce en bois, sans intermédiaire métallique souple. L'Eurocode 5 (EN 1995-1-1) ne donne pas de formule analytique pour les connecteurs à verrouillage de forme ; le Kser doit donc être déterminé expérimentalement, comme c'est le cas ici.

II.10. Positionnement global et discussion

II.10.1. Positionnement du connecteur Timberium dans la classification des connecteurs bois-béton

Ceccotti (2002) puis le COST Action FP1402 ont proposé une classification qui distingue trois niveaux de rigidité de connexion dans les planchers mixtes bois-béton : connexion faible (k_{ser}< 25 kN/mm), connexion intermédiaire (25 ≤ k_{ser}≤ 100 kN/mm) et connexion rigide (Kser > 100 kN/mm). Avec k_{ser} = 104 kN/mm, le connecteur Timbérium se situe à la limite supérieure de la connexion intermédiaire / début de la connexion rigide.

II.10.2. Avantages spécifiques du connecteur Timberium

- Matériau biosourcé : contrairement à la quasi-totalité des connecteurs de la littérature (acier, plaques métalliques, vis métalliques), le Timbérium est un connecteur entièrement en bois massif. Cela réduit significativement l'empreinte carbone de la connexion et améliore le bilan environnemental du plancher mixte.
- Rigidité compétitive : k_{ser} = 104 kN/mm est un niveau de rigidité élevé pour un connecteur bois pur. Il est environ 15 fois supérieur aux vis classiques Ø12mm (k_{ser} ≈ 7 kN/mm) et comparable aux entailles simples de profondeur 30–40mm dans GL24h.

Conclusion partielle

Ce chapitre a permis de caractériser expérimentalement le comportement mécanique du connecteur Timberium grâce à des essais de cisaillement push-out. Les résultats montrent une bonne rigidité de service, malgré une légère dispersion entre éprouvettes qui est due à la variabilité naturelle du bois. L'analyse des modes de ruine a, en outre, mis en évidence les

mécanismes prépondérants qui régissent la rupture de la connexion. Ces données expérimentales constituent donc une base solide pour alimenter le modèle numérique et procéder aux vérifications développées au chapitre suivant.

Chapitre III. Évaluation des approches analytiques et développement d'un modèle numérique de plancher mixte bois-béton Timberdal

III.1. Introduction

Ce troisième chapitre met en présence deux approches qui se complètent, l'approche analytique reposant sur les méthodes normatives et la modélisation numérique par éléments finis. On évalue d'abord analytiquement la contrainte maximale de résistance en charge du connecteur, puis on développe un modèle numérique de la connexion et ensuite du plancher complet. Une analyse comparative de rigidité en flexion analytique par la méthode gamma de l'eurocode 5 et celle du modèle numérique permet ensuite d'évaluer la pertinence du modèle numérique et d'en valider les résultats. L'objectif de cette démarche est de disposer d'un outil fiable pour prédire le comportement du plancher mixte bois-béton Timberdal dans des configurations variées.

III.2. Modélisation analytique du comportement du connecteur de plancher mixtes bois-béton Timberdal

III.2.1. Contrainte maximale de résistance en charge

La contrainte de résistance en charge du connecteur Timberium est déterminée par l'analyse des mécanismes de ruine à l'interface de connexion bois-béton.

Trois modes de ruine indépendants sont identifiés selon la surface résistante mobilisée

- Le mode 1 est atteint lorsque la contrainte de cisaillement dans le béton sur la face du connecteur atteint la résistance de calcul en cisaillement du béton $f_{v,c,d}$. La ruine se produit par arrachement du béton sur la surface d'appui frontale du connecteur.

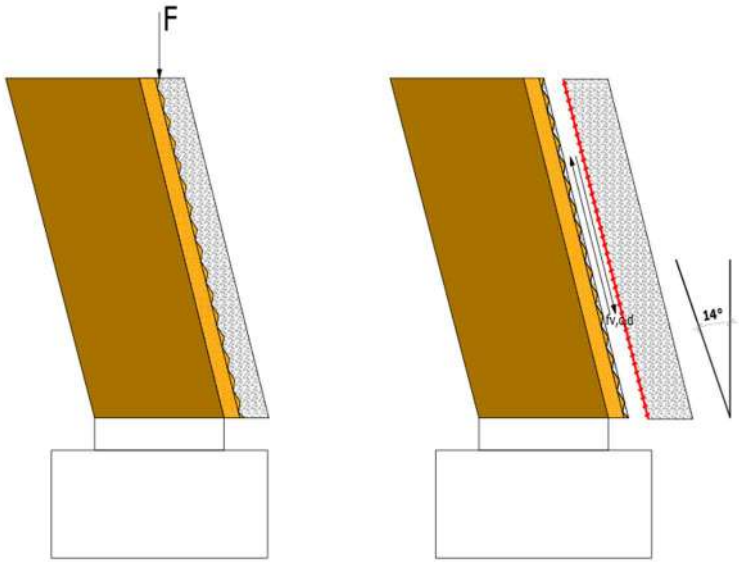


Figure III-1 : Mode ruine 1 : Cisaillement du béton à l'interface connecteur-béton

La contrainte maximale correspondante exprimée par l'équation III-1

$$f_{v,cd} = \frac{\nu\, f_{ck}}{(cotan\ \Theta + tan\ \Theta)} \qquad III\text{-}1$$

Avec :

$\nu = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ Le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement.

$\Theta = \max\left\{arctan\frac{0{,}5(h_c+h_n)}{(l_n+l_s)}; arctan\frac{h_n}{l_n}\right\}$ L'angle de la bielle béton.

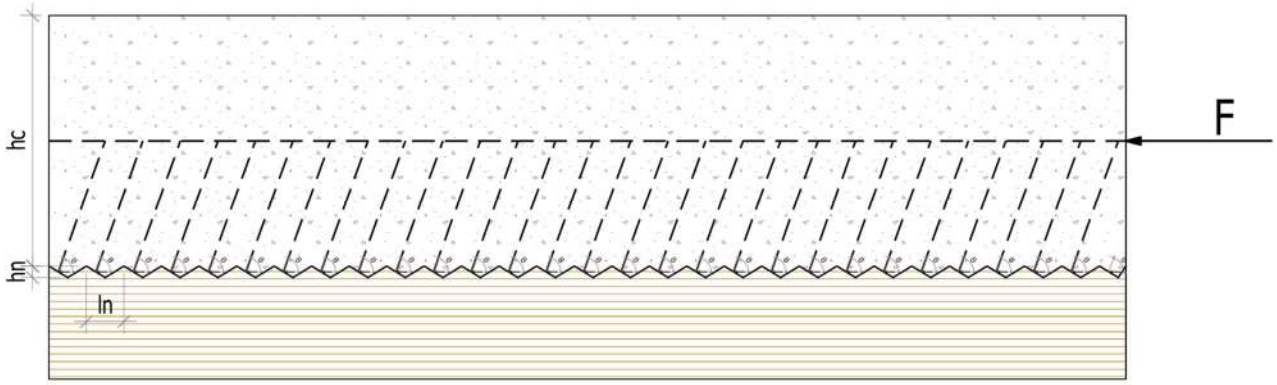


Figure III-2 : Formations des bielles de compression à l'interface connecteur-béton

Les résultats de calcul de la résistance au cisaillement du béton sont :

$\Theta = \max\left\{arctan\frac{0{,}5\times(40+3)}{5}; arctan\frac{3}{5}\right\} = 79{,}91°$

$$\nu = 0{,}6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0{,}54$$

$$f_{v,c,k} = \frac{0{,}54 \times 25}{(cotan\ (79{,}91°) + \tan(79{,}91°)} = 2{,}32\ MPa$$

- Le mode 2 correspond à la ruine par cisaillement dans la nervure en bois sur le plan de contact entre le connecteur et la nervure. La contrainte de cisaillement est mobilisée sur la surface de connexion côté nervure.

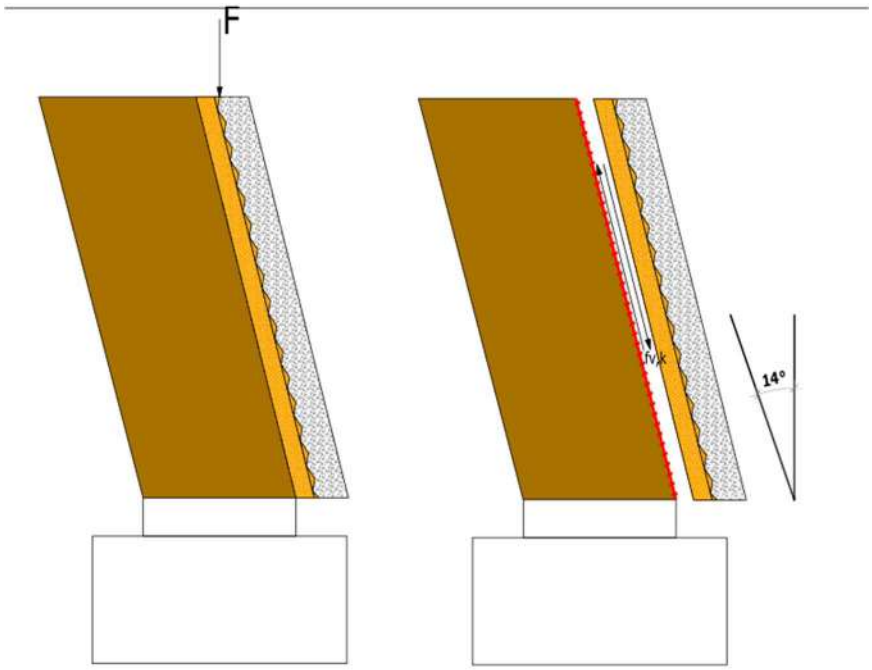


Figure III-3 : Mode de ruine 2 : Cisaillement du bois à l'interface bois-connecteur

La contrainte maximale correspondante est $f_{v,k} = 3{,}5\ MPa$ (Bois lamellé collé GL24h).

- Le mode 3 est atteint lorsque la résistance au cisaillement du connecteur lui-même est dépassée sur le même plan de cisaillement que le mode 2. La différence réside dans le matériau concerné.

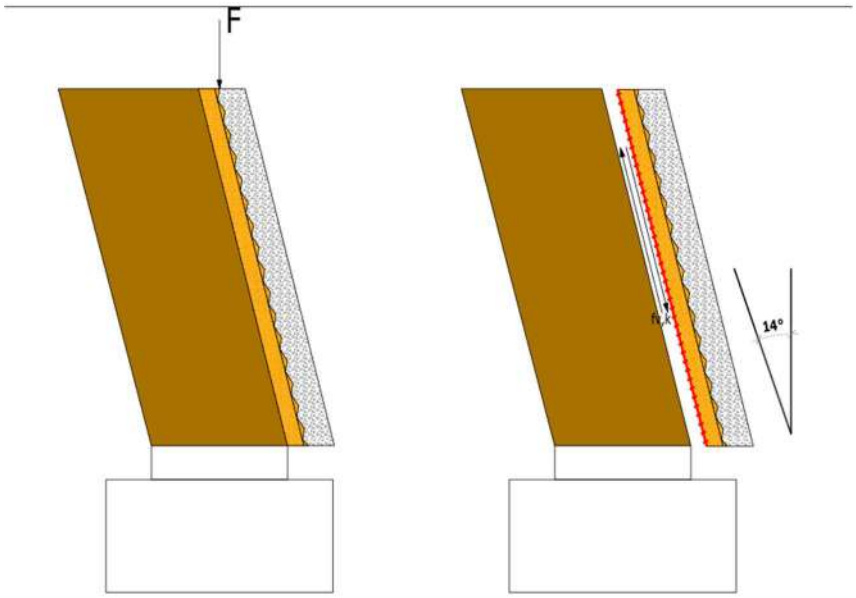


Figure III-4 : Mode de ruine 3 : Cisaillement du connecteur à l'interface bois-connecteur

La contrainte maximale correspondante est $f_{v,k} = 4\ MPa$ (Bois massif D30).

III.2.2. Analyse des résultats

La Figure III-5 présente la comparaison entre la capacité de résistance de la connexion analytique et expérimentale. Le mode de ruine 1, prédit par le modèle analytique, correspond au mode observé lors des essais et est caractérisé par une rupture du béton par cisaillement à l'interface entre le connecteur et le béton. Par ailleurs, les valeurs obtenues par le modèle analytique sont supérieures à celles mesurées expérimentalement.

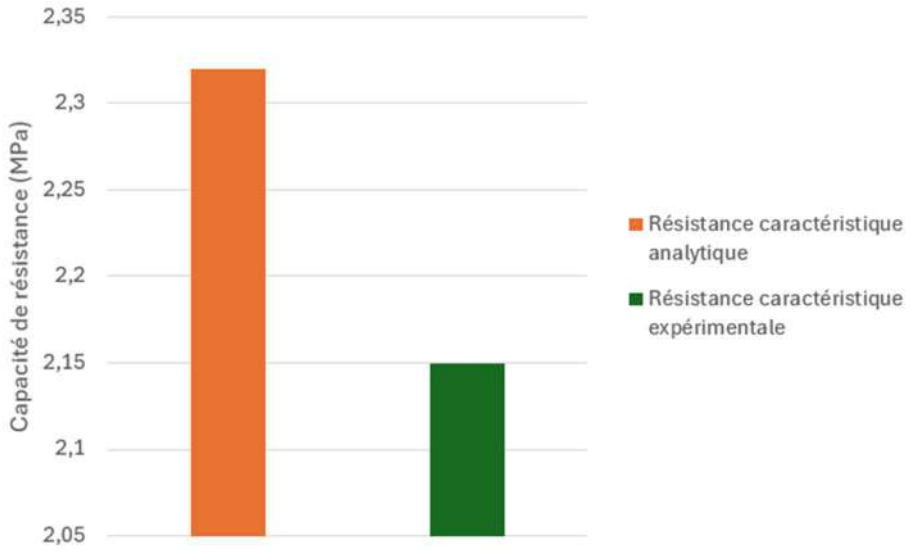


Figure III-5 : Comparaison des résistances analytiques et expérimentales du connecteur Timbérium

L'écart de 7,33% entre la valeur de résistance caractéristique analytique et expérimentale de la connexion de plancher Timberdal se justifie par deux effets à savoir :

- Le faible nombre d'éprouvettes testées qui abaisse la résistance caractéristique expérimentale
- L'interaction entre le phénomène de cisaillement et de traction à la surface de contact connecteur-béton qui ne peut être exprimé analytiquement mais qui a tendance à abaisser la résistance caractéristique expérimentale.

III.3. Modélisation numérique pour l'étude du comportement du plancher mixtes bois-béton Timberdal

III.3.1. Modélisation numérique de la connexion

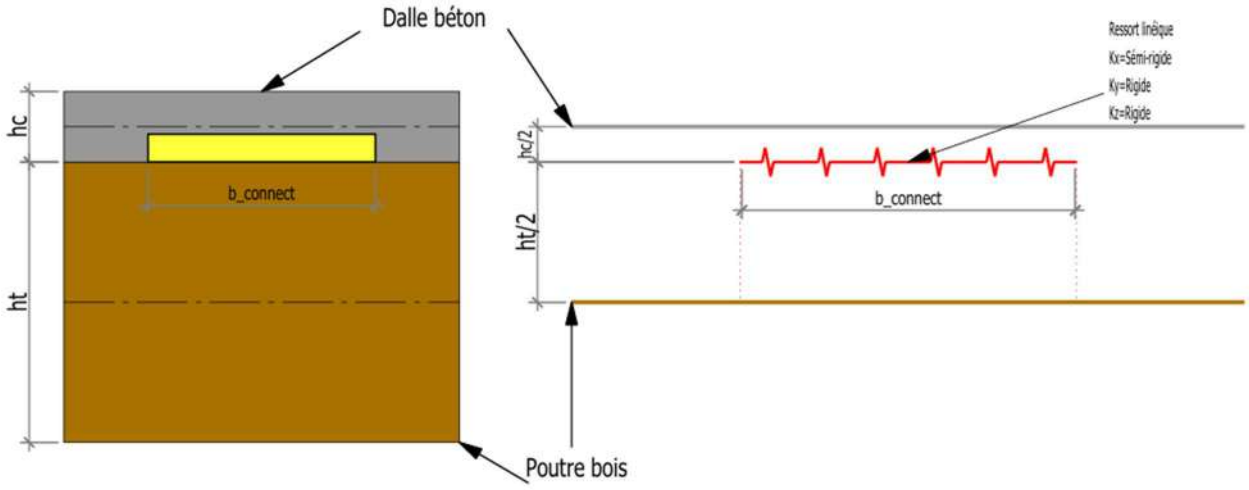


Figure III-6 : Modélisation de la connexion

Le plancher est modélisé par une barres bois et une surface béton parallèles, coaxiales et excentrées de manière à positionner les centres de gravité respectifs de la dalle béton et de la nervure bois à leur position réelle dans la section transversale. La connexion bois-béton est définit par un ressort longitudinal qui permet de définir, le long de l'interface entre les deux barres, une raideur de translation dans la direction longitudinale, tout en maintenant une liaison rigide dans les autres directions.

Dans le modèle numérique, la liaison définie à l'interface bois-béton est un ressort linéique à laquelle est affectée une rigidité longitudinale équivalente. Cette rigidité est déterminée à partir de la rigidité obtenue expérimentalement, puis adaptée aux caractéristiques géométriques et à la densité de connexion souhaitée dans le modèle. Plus précisément, la rigidité équivalente est obtenue par l'équation III-2.

$$K_{Eq} = \frac{K_{ser}}{A_{exp}} \times b \times \rho_{connexion} \qquad \text{III-2}$$

Avec :

K_{Eq}: Rigidité équivalente

K_{ser}: Rigidité expérimentale

A_{exp}: Section du connecteur expérimentale

b: Largeur du connecteur

$\rho_{connexion}$: Densité de connexion

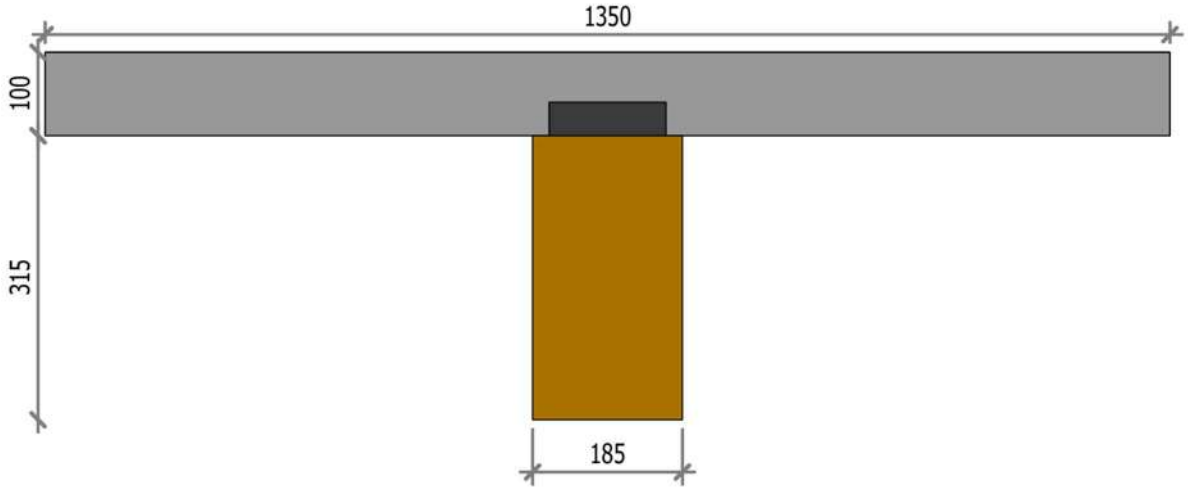
Cette démarche permet de convertir une rigidité issue des essais en une rigidité linéique représentative du comportement global de la liaison dans le modèle éléments finis.

III.3.2. Analyse comparative de la rigidité du modèle élément finis et la méthode analytique dite méthode de

Dans l'objectif de valider le modèle numérique développé, une étude comparative des résultats numériques du plancher mixte est menée avec les résultats obtenus par la méthode analytique gamma. Cette étude comparative constitue une première étape de vérification du modèle, avant la confrontation aux résultats expérimentaux issus des essais de flexion. Elle permet d'évaluer la capacité du modèle numérique à reproduire de manière satisfaisante le comportement global de la structure, notamment en termes de rigidité en flexion.

III.3.3. Modélisation numérique du plancher

La figure Figure III-7 présente la modélisation du plancher implémenté dans le logiciel de calcul élément finis RFEM6.



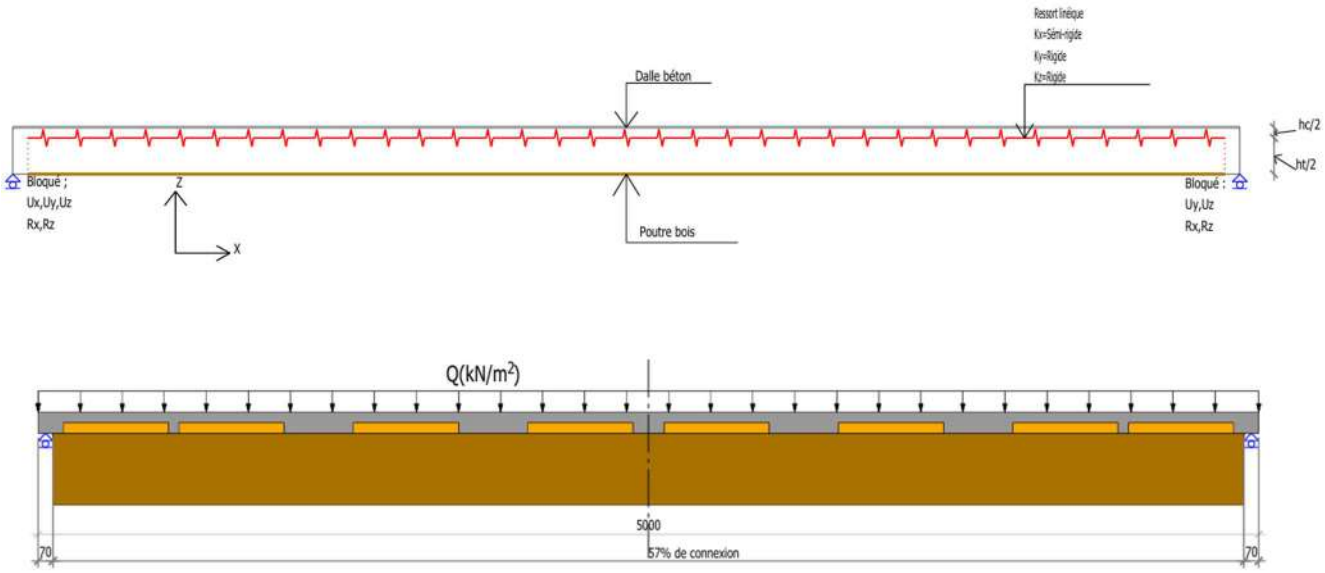


Figure III-7 : Modélisation du plancher Timberdal

Sachant que la structure travaille seulement dans le plan XZ, les déplacements suivant u_y ainsi que les rotations R_x et R_z sont empêchés. Les déplacements u_z sont bloqués aux deux nœuds situés au niveau des appuis de la dalle béton, tandis que le déplacement u_x est bloqué sur un seul des nœuds d'appui. Le Tableau III-1 regroupe les paramètres d'entrée des matériaux utilisés dans le modèle.

Tableau III-1: Paramètres des matériaux utilisés dans le modèle numérique

Dalle béton	Largeur	b_c	1350 mm
	Épaisseur	h_c	100 mm
	Module d'élasticité	E_c	35 000 MPa
Poutre bois	Largeur	b_t	185 mm
	Hauteur	h_t	315 mm
	Module d'élasticité	E_t	11 500 MPa
Connexion	Largeur	$b_{connect}$	140 mm
	Densité de connexion	ρ	57%
	Rigidité équivalente	K_{Eq}	240,976 N/mm/mml

III.3.4. Analyse des résultats.

La raideur longitudinale appliquée dans le MEF est calculée selon la relation :

$$K_{Eq} = K_{unit} \times b_{connect} \times taux_{connection} = 3{,}0197 \times 140 \times 57\% = 240{,}976 \text{ N/mm/mml}$$

Avec $K_{unit} = 3{,}0197 \frac{N}{mm^2}/mml$

Le coefficient gamma analytique qui traduit le degré de collaboration entre le bois et le béton est donné par l'équation :

$$\gamma = \frac{1}{1+\frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{KL^2}} = \frac{1}{1+\frac{\pi^2 \times 35000 \times 135000}{240.976 \times 5808^2}} = 0{,}148$$

L'axe neutre de la section mixte se situe entre la distance de l'axe neutre des contraintes au centre de gravité de la solive bois (a_2) et la distance de l'axe neutre des contraintes au centre de gravité de la dalle béton (a_1).

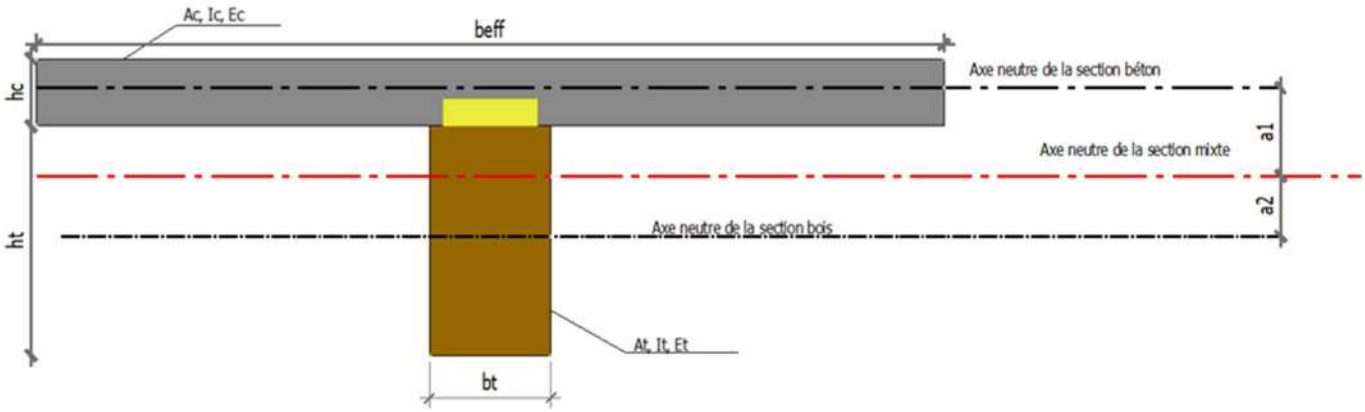


Figure III-8 : Position de l'axe neutre de la section mixte bois-béton connectée

Les résultats sont consignés dans le Tableau III-2 :

Tableau III-2 : Calculs des distances pour la position de l'axe neutre de la section mixte

Paramètre	Calcul	Résultat	Unité
Section béton (A_c)	$b_c h_c = 1350 \times 100$	135000	mm^2
Section bois (A_t)	$b_t h_t = 210 \times 270$	56700	mm^2
Inertie béton (I_c)	$\frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{1350 \times 100^3}{12}$	$1{,}1.10^8$	mm^4
Inertie bois (I_t)	$\frac{b_t h_t^3}{12} = \frac{210 \times 270^3}{12}$	$3{,}4.10^8$	mm^4
Distance (a_2)	$\frac{0{,}15 \times 135000 \times 35000 \times (100+270)}{2 \times (0{,}15 \times 135000 \times 35000 + 56700 \times 11500)}$	96,34	mm
Distance (a_1)	$\frac{270+100}{2} - 96{,}35$	88,65	mm

La rigidité flexionnelle effective analytique initiale est donnée par l'équation I-4 et est égale

$(EI)_{eff,0} = 1{,}948.10^{13}\ N.mm^2$

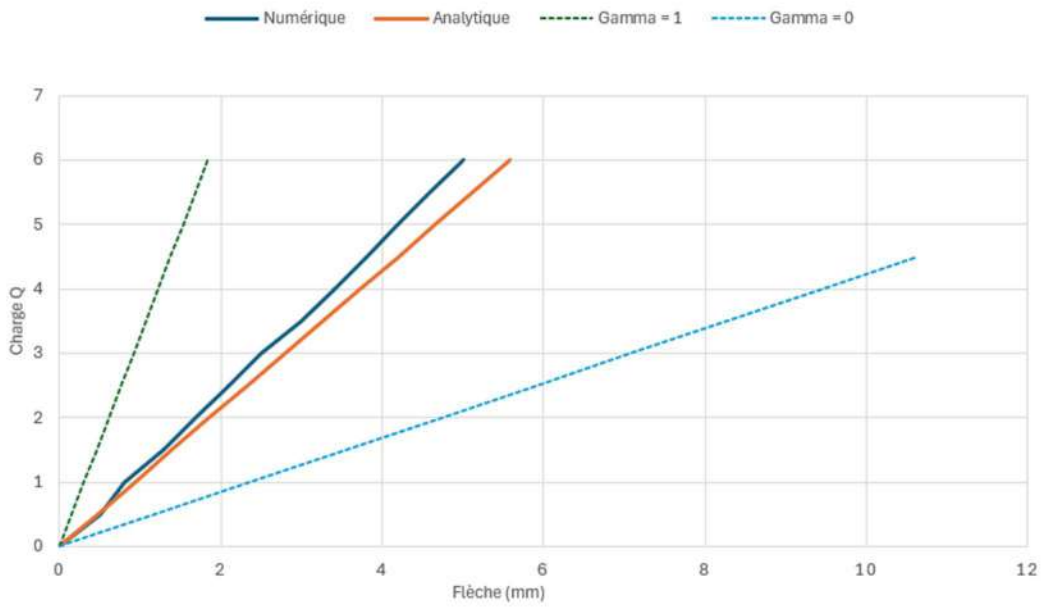


Figure III-9 : Comparaison des courbes charges-flèches analytique (connexion partielle), numérique (connexion partielle), connexions totales et nulle

L'écart obtenu entre la rigidité évaluée par la méthode analytique et celle issue du MEF est très faible, de l'ordre de 1,3%. Ce résultat traduit une bonne cohérence entre les deux approches et confirme la pertinence du MEF utilisée pour estimer la rigidité effective. Une telle différence est acceptable et peut s'expliquer par le fait que le modèle numérique prend en compte une représentation plus fine du comportement de la structure.

Conclusion partielle

Ce chapitre a permis d'évaluer le comportement du plancher mixte bois-béton Timberdal. Le calcul analytique de la capacité de résistance a permis d'obtenir une estimation de la capacité de résistance du connecteur conforme aux prescriptions normatives. Par ailleurs, la comparaison de la rigidité en flexion du plancher par la méthode analytique de gamma et par le modèle numérique par éléments finis a montré une bonne cohérence des résultats numériques, ce qui vient confirmer la fiabilité du modèle numérique développé. Il constitue donc un outil d'analyse utilisable pour élargir l'étude à d'autres configurations de chargement ou de section, et ouvre la voie aux vérifications réglementaires à partir du logiciel de calcul aux éléments finis.

Chapitre IV. Étude des appuis de dalle et des jonctions entre les dalles de plancher mixte bois-béton Timberdal

IV.1. Introduction

Ce quatrième chapitre traite plus précisément de deux points, à savoir les jonctions entre dalles et les appuis de dalle du plancher Timberdal. On commence par étudier la jonction coulée avec clés béton, sur les plans géométrique et résistant, en s'appuyant sur la modélisation numérique. L'analyse se complète ensuite par l'étude des appuis de dalle, présentant le système propre au plancher Timberdal. Tous ces éléments réunis permettent d'avoir une vision plus complète du comportement structural du plancher dans son ensemble.

IV.2. Jonction coulée avec clés béton

La clé de clavetage est un dispositif de liaisonnement entre deux dalles afin d'assurer leur continuité et leur fonction diaphragme. Le clavetage permet de transmettre les efforts de cisaillement d'une dalle à l'autre, tout en limitant les déplacements relatifs et les concentrations de contraintes au niveau de la jonction.

Les clés de clavetage travaillent en bielle de compression et reprennent les efforts de vent et de séisme. Elles sont des négatifs moulés sur les tables de préfabrication en usine, le clavetage est assuré sur site par coulage en place.

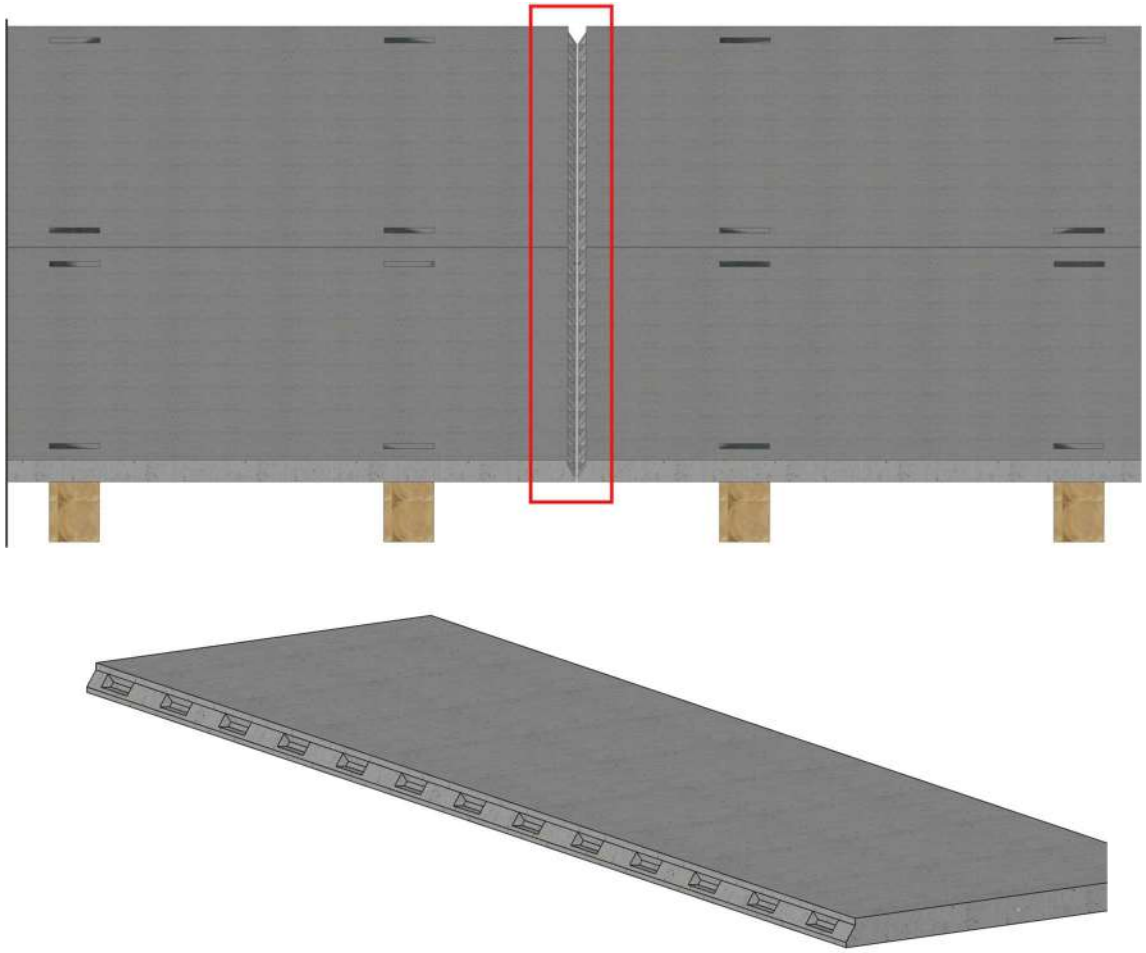


Figure IV-1 : Représentation 3D des clés béton à la jonction des Timberdal

IV.2.1. Géométrie et résistance des clés béton

La Figure IV-2 présente en vue en coupe la géométrie de la zone de liaison entre deux plancher avec clé béton.

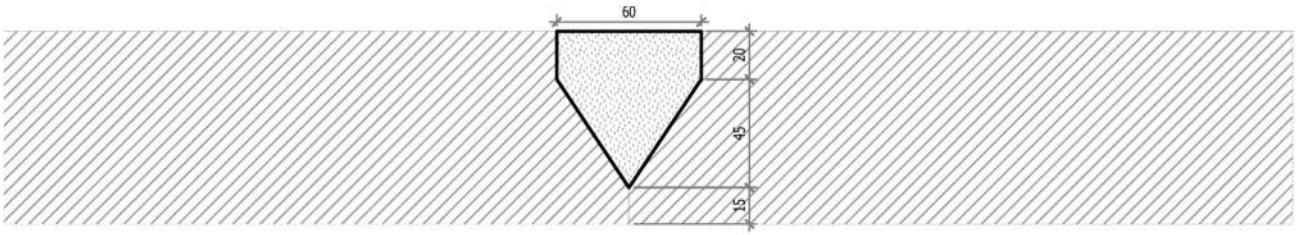


Figure IV-2 : Coupe de la géométrie des clés béton

La section transversale minimale de la bielle de béton telle qu'elle est représentée sur la figure ci-dessus est égale à $5{,}746 \times \cos(36{,}54°) = 4{,}62\ cm^2$.

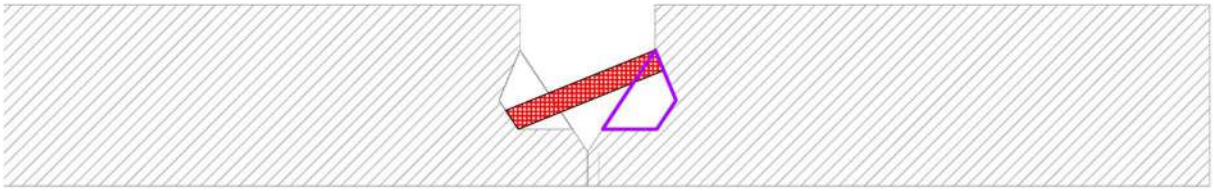


Figure IV-3 : Représentation en coupe de la bielle de compression formée dans les clés béton

D'après la section 6.5.2 de l'Eurocode 2 (CEN 1992-1-1, Eurocode 2, s. d.), la contrainte admissible de compression d'un élément en béton est la suivante :

$$\sigma_{Rd,max} = f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} \qquad \textit{IV-1}$$

Conformément à l'article 4.4.2.5 de l'EC8, dans le cas d'un dimensionnement sous charge sismique le coefficient de minoration de $\gamma_c = 1{,}3$ est à considérer.

L'effort de compression admissible dans la bielle de compression est donné par l'équation IV-2

$$N_{Rd,max} = \frac{\sigma_{Rd,max}.S}{1{,}3} \qquad \textit{IV-2}$$

La raideur de la bielle de compression est calculée fonction du module de Young du béton de clavetage, de la section et de la longueur suivant l'équation IV-3

$$K_{bielle} = \frac{E.S_{réel}}{L_{réel}} \qquad \textit{IV-3}$$

Avec $S_{réel} = 462\ mm^2$ $L_{réel} = 131{,}8\ mm$

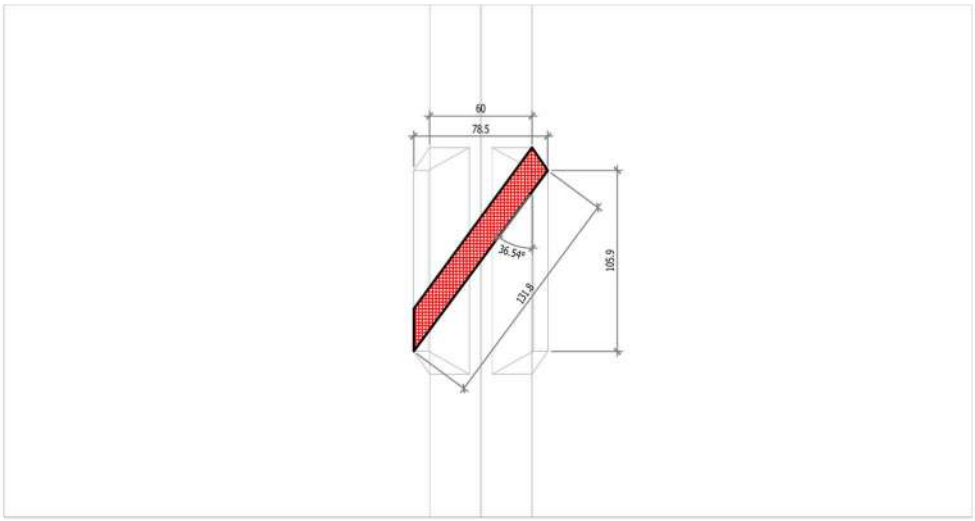


Figure IV-4 : Vue de dessus de la clé béton et dimensions réelle

Tableau IV-1 : Effort de compression admissible des bielles de compression en fonction de la classe de béton

Classe de béton	Module du béton	Surface réel de la bielle	Longueur réelle de la bielle	Rigidité de la bielle (MN/m)	Effort de compression admissible
C30/37	33000	462	131,8	115,67	10,66
C35/45	34000	462	131,8	119,18	12,44
C40/50	35000	462	131,8	122,68	14,22
C45/55	36000	462	131,8	126,19	15,99

IV.2.2. Modélisation numérique des clés béton

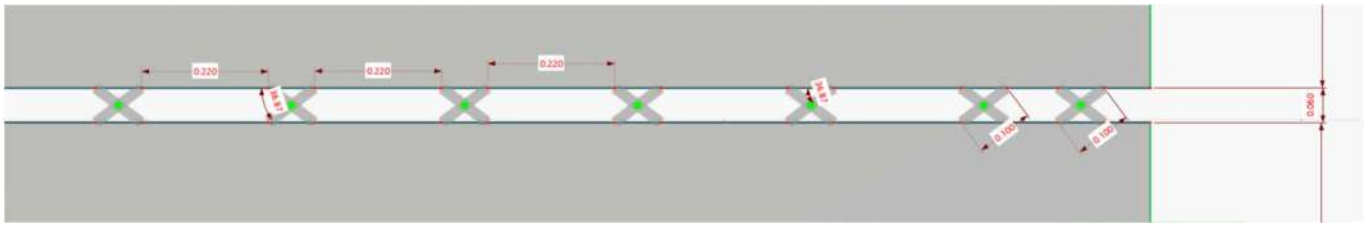


Figure IV-5 : Modélisation numérique des bielles de compression

Le plancher est modélisé sur le logiciel élément fini sous forme d'éléments surfaciques en béton avec une épaisseur correspondant. Les poutres sont modélisées par des éléments de type barre en bois. La longueur horizontale réelle d'une bielle est de 0,072 m et un espacement de 0,06 m est laissé entre chaque dalle.

Les clés béton travaillent par définition uniquement en compression par le biais de bielles. Elles sont modélisées sur le logiciel par des éléments de types barres ne travaillant qu'en compression axiale et l'orientation correspond à l'orientation réelle de 36,54° des bielles de compression.

La longueur de modélisation est définie à 102 mm, ce qui correspond à une section de modélisation numérique calculée à l'aide de la raideur définit précédemment par l'équation

$$S_{mod} = \frac{K_{bielle} \times L_{model}}{E} \qquad IV\text{-}4$$

Afin d'observer le comportement des bielles béton dans le logiciel de modélisation élément finis, il suffit d'afficher l'effort normal dans les barres générées. Une fois les valeurs enveloppes affichés, il suffit de comparer la valeur maximale à la valeur admissible.

$$N_{Ed,max} \leq N_{Rd,max} \qquad IV\text{-}5$$

IV.3. Étude des appuis de dalle

L'extrémité de dalle constitue un nœud structural critique dans la conception d'un plancher mixte bois-béton Timberdal. C'est à cet endroit que les réactions d'appui (effort tranchant, moment éventuel et effort axial horizontal de la connexion) doivent être transmises vers l'élément porteur (poutre, mur ou voile béton). La qualité de cet appui conditionne la continuité du chemin d'efforts.

IV.3.1. Présentation du système d'appuis de plancher Timberdal

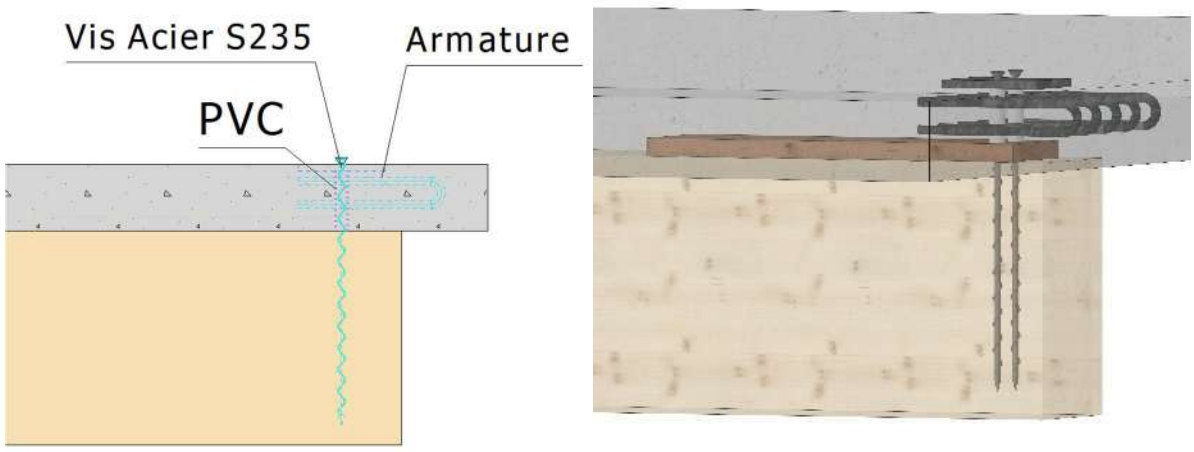


Figure IV-6 : Vue en coupe et 3D de l'assemblage d'appuis de rive

Le système d'appui de dalle illustré à la Figure IV-6 constitue un détail constructif spécifique au plancher mixte bois-béton Timberdal, conçu pour assurer la transmission de l'effort tranchant à l'extrémité de la poutre tout en garantissant la solidarité verticale entre la dalle béton et la poutre bois. L'effort tranchant développé en about de poutre est repris par les vis sollicitées en traction axiale qui transmettent l'effort par réaction verticale sur une platine métallique disposée sur la dalle béton qui elle s'appuie sur un appui de rive.

Ce mode de fonctionnement introduit néanmoins une excentricité entre le point d'application de l'effort des vis sur la platine et la ligne d'appui effective de la dalle sur la rive. Cette excentricité génère un moment local dans la dalle en about, qui tend à soulever la face supérieure et à comprimer la face inférieure au droit de l'appui. Pour reprendre ce moment parasite, des armatures spécifiques sont disposées dans la dalle à cet endroit, assurant la résistance à la flexion locale.

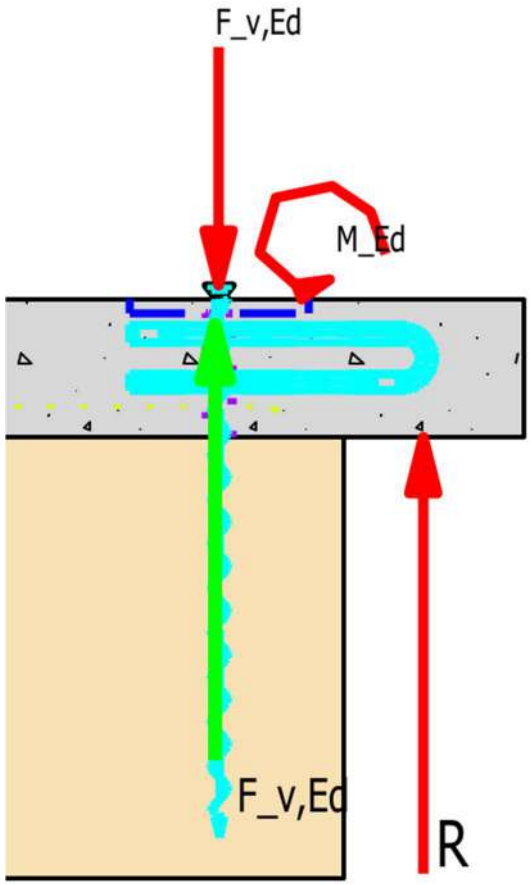


Figure IV-7 : Sollicitations dans l'assemblage d'appuis de rive

Les sollicitations à prendre en compte à l'extrémité de la portée sont calculée à partit des résultats de la combinaison ELU défavorable. Les valeurs de calcul suivantes sont à déterminer :

- La part de l'effort tranchant dans la poutre à remonter aux appuis ($F_{V,Ed}$)
- Moment de flexion en about due à un bi-appui isostatique (M_{Ed})
- La réaction d'appuis de rive (R)

La part de l'effort tranchant à remonter par la nervure bois dépend du profil du diagramme des contraintes de cisaillement.

Dans le cadre de poutres rectangulaires composées d'un matériau homogène, l'effort tranchant à remonter est déterminé par l'équation IV-6 (DIN EN 1995-1-1/NA et futur EC5).

$$F_{t,90} = 1{,}3\, V(3(1-\alpha)^2 - 2(1-\alpha)^3) \qquad \textit{IV-6}$$

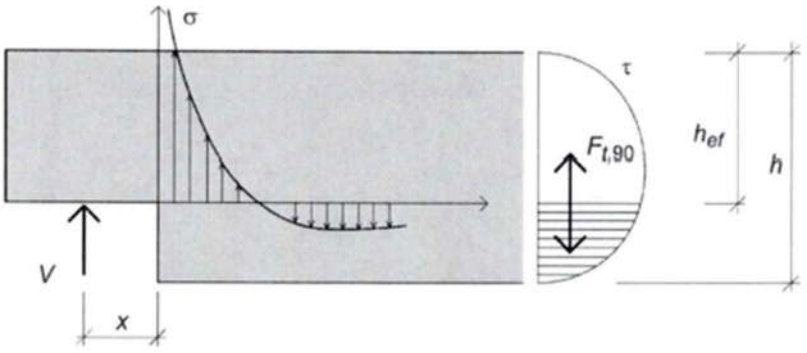


Figure IV-8 : Effort tranchant à remonter

Dans une poutre en Té composite bois-béton, la valeur de l'effort est donnée par l'équation IV-7

$$F_{t,d} = k_1 \times V_{d,Nervure} / \cos(90-\alpha) \qquad \textit{IV-7}$$

Avec :

$k_1 = 1{,}3$ le coefficient prenant en compte l'interaction entre les contraintes de traction transversale et les contraintes de cisaillement lingitudinal mis en évidence notamment dans le document de (Jockwer & Robert, 2015) et pris en compte par la DIN 1052 allemande.

$$V_{d,Nervure} = \frac{\int_0^{h_t} \tau_z}{\int_0^{h_c} \tau_z} \times R$$

α = angle de mise en œuvre du connecteur en dégré

τ_z la contrainte de cisaillement à l'ordonnée z

R la réaction d'appui.

IV.3.2. Vérifications de la platine

IV.3.2.1. Vérification de la pression de contact sur la dalle béton

La pression de contact entre la platine et la dalle béton ne doit pas dépasser la résistance de calcul à la compression locale du béton. L'équation IV-8 donc être vérifiée.

$$\frac{F_{v,Ed}}{A_P} \leq f_{cd} \qquad \textit{IV-8}$$

A_P est la section de la platine en contact avec la dalle béton.

IV.3.2.2. Poinçonnement des vis dans la platine

Les têtes des vis s'appuient sur la platine métallique. L'équation IV-9 doit être respectée afin de vérifier que les têtes de vis ne traversent pas la platine par poinçonnement.

$$F_{v,Ed/vis} \leq F_{P,Rd} \qquad \textit{IV-9}$$

$F_{v,Ed/vis}$ est l'est de traction dans une vis donné par l'équation IV-10

$$F_{v,Ed/vis} = \frac{F_{v,Ed}}{nombre\ de\ vis} \qquad \textit{IV-10}$$

$F_{P,Rd}$ est la capacité de résistance de la platine au poinçonnement donnée par l'équation IV-11.(CEN 1994-1-1, Eurocode 4, s. d.)

$$F_{P,Rd} = \frac{0{,}6.\pi.d_m.t_p.f_u}{\gamma_{M2}} \qquad \textit{IV-11}$$

Avec d_m le diamètre de la tête de vis, t_p l'épaisseur de la platine et f_u la résistance ultime de la platine.

IV.3.3. Vérification de résistance en traction de la vis

La vis elle-même ne doit pas se rompre en traction dans son filet. L'équation IV-12 doit être respectée afin de vérifier la résistance de la vis en traction.

$$F_{v,Ed/vis} \leq F_{T,Rd/vis} \qquad \textit{IV-12}$$

Avec $F_{v,Rd/vis} = \frac{f_{v,k/vis}.A_s}{\gamma_M}$ où $f_{T,k/vis}$est la résistance en traction caractéristique de l'acier de la vis et A_s la section résistante au filet (Cette valeur est directement donnée dans la fiche technique du fabricant de la vis).

IV.3.4. Vérification dans le bois

IV.3.4.1. Arrachement des vis dans le bois

La résistance caractéristique à l'arrachement d'une vis sollicitée axialement dans le bois est donnée par NF EN1995-1-1 et se calcul par l'équation IV-13

$$F_{ax,Rk} = \frac{n_{ef}.f_{ax,k}.d.l_{ef}}{1{,}2\,cos(\alpha)^2+sin(\alpha)^2} \qquad \textit{IV-13}$$

$f_{ax,k}$ est la résistance caractéristique à l'arrachement du bois donné selon (*XP CEN-TS 19103 01-2022*, s. d.) par l'équation IV-14

$$f_{ax,k} = 0{,}52.d^{-0{,}5}.l_{ef}^{-0{,}1}.\rho_k^{0{,}8} \qquad \textit{IV-14}$$

Avec : d le diamètre extérieur du filet (mm), l_{ef} la longueur filetée effective dans le bois, α l'angle entre l'axe de la vis et le fil du bois et n_{ef} le nombre effectif de vis.

La condition donnée par l'équation IV-15 est donc à vérifier pour s'assurer de la résistance du bois sans risque d'arrachement de la vis.

$$F_{v,Ed} \leq F_{ax,Rd} \qquad \textit{IV-15}$$

Avec :

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_{mod}.F_{ax,Rk}}{\gamma_M} \qquad \textit{IV-16}$$

$\gamma_M = 1{,}3$ Pour les assemblages bois et k_{mod} est donné selon la classe de service et la durée de chargement.

IV.3.4.2. Traction transversale dans le bois

Lorsque les vis tirent perpendiculairement aux fibres, elles peuvent provoquer une fissuration transversale du bois. Il faut vérifier l'inégalité IV-17

$$\sigma_{T,90,d} \leq f_{T,90,d} \qquad \textit{IV-17}$$

Les vérifications des jonctions de dalles et appuis de dalle relatives au projet réel « Le Sillon » sont présentées en détail en annexe 2 et annexe 4.

Conclusion partielle

Deux éléments essentiels au bon fonctionnement du plancher mixte bois-béton Timberdal ont été mis en lumière dans ce chapitre : les jonctions entre dalles et les appuis de dalle. L'étude des jonctions coulées avec clefs béton a mis en évidence leur rôle déterminant dans la continuité de la transmission des efforts horizontaux. L'analyse du système d'appui propre au plancher Timberdal montre une conception adaptée aux contraintes de mise en œuvre et aux exigences structurales. Ces éléments permettent de compléter la compréhension globale du système et s'inscrivent dans une démarche de conception intégrée, prenant en compte le plancher dans sa globalité.

Conclusion générale et perspectives

IV.4. Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire était d'étudier le système de plancher mixte bois-béton Timberdal, de façon progressive en passant par l'état de l'art, l'expérimentation, la modélisation et l'analyse des détails constructifs.

Le premier chapitre a posé les bases théoriques et normatives nécessaires à la compréhension du comportement des planchers mixtes bois-béton, en soulignant l'importance de la connexion à l'interface et les méthodes de calcul tirées des Eurocodes. Le deuxième chapitre a permis de caractériser expérimentalement le connecteur Timberdal par des essais push-out. Les résultats ont montré une résistance maximale moyenne de 90 kN et une rigidité de service de 104 kN/mm, avec une bonne répétabilité. Le troisième chapitre a opposé ces données à des approches analytique et numérique par éléments finis, dont la cohérence satisfaisante a validé les modèles développés. Enfin, le quatrième chapitre a complété cette analyse en étudiant les jonctions entre dalles et les appuis de dalle, deux éléments essentiels au comportement global du système.

Cette étude globale vient conforter le système Timberdal comme une solution bois-béton hybride performante, techniquement cohérente et conforme aux exigences normatives des Eurocodes. Ces travaux fournissent une base fiable pour la conception et la vérification réglementaire de planchers de ce type dans des projets concrets.

IV.5. Perspectives

Les réflexions menées tout au long de ce travail ouvrent déjà sur plusieurs pistes concrètes à activer dans la suite de l'optimisation du système notamment :

- Une analyse paramétrique plus approfondie sur la géométrie du connecteur, pour identifier les configurations les plus favorables en termes de rigidité et de résistance.

- Optimiser les appuis de rive afin de mieux répartir les efforts locaux et de diminuer les risques de soulèvement en pied de dalle.

- Contrôler par essais le comportement du plancher en situation d'incendie, notamment la résistance du connecteur et de la nervure bois exposée.

- Réaliser des campagnes d'essais pour quantifier la rigidité expérimentale du plancher et les effets du fluage du bois et du retrait du béton sur la rigidité de la connexion à long terme.

Bibliographie

Appavuravther, E., Vandoren, B., & Henriques, J. (2021). Behaviour of screw connections in timber-concrete composites using low strength lightweight concrete. *Construction and Building Materials*, *286*, 122973. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122973

Blaß, H. J., & Sandhaas, C. (2017). *Timber Engineering—Principles for design*.

Cadwork. (s. d.). *CADWORK 2D* (Version 2026) [Logiciel].

Ceccotti, A. (2002). Composite concrete-timber structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, *4*(3), 264-275. https://doi.org/10.1002/pse.126

CEN 1992-1-1, Eurocode 2. (s. d.). *EN 1992-1-1, Eurocode 2 Design of concrete* (1992-1-1).

CEN 1994-1-1, Eurocode 4. (s. d.). *EN 1994-1-1, Eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier-béton*.

CEN 1995-1-1, Eurocode 5. (s. d.). *EN 1995-1-1, Eurocode 5 Design of timber*.

CEN 14080. (s. d.). *Structures en bois—Bois lamellé-collé et bois massif reconstitué—Exigences*.

CSTB, & HBV. (s. d.). *CSTB_Avis Technique 3/12-279 HBV* [Avis Technique].

CSTB, & SBB. (s. d.). *CSTB_Avis Technique 3.1/18-976_V1 SBB* (Avis Technique).

Deam, B. L., Fragiacomo, M., & Buchanan, A. H. (2008). Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. *Materials and Structures*, *41*(3), 495-507. https://doi.org/10.1617/s11527-007-9261-x

Dias, A. M. P. G. (2005). *Mechanical behaviour of timber-concrete joints*. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:137472685

Djoubissie, D. D., Messan, A., Fournely, E., & Bouchaïr, A. (2018). Experimental study of the mechanical behavior of timber-concrete shear connections with threaded reinforcing bars. *Engineering Structures*. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:115197411

EC1 P1-7 AN. (s. d.).

Estévez-Cimadevila, J., Martín-Gutiérrez, E., Suárez-Riestra, F., Otero-Chans, D., & Vázquez-Rodríguez, J. A. (2022). Timber-concrete composite structural flooring system. *Journal of Building Engineering*, *49*, 104078. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104078

Fontana, M., & Frangi, A. (1997). *Fire resistance of timber-concrete composite slabs* [Text/html,application/pdf,text/html]. https://doi.org/10.5169/SEALS-1002

Fragiacomo, M., & Lukaszewska, E. (2009). Time-dependent behaviour of timber–concrete composite floors with prefabricated concrete slabs. *Engineering Structures*, *52*, 687-696. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.031

Jockwer, & Robert. (2015). *Structural behaviour of glued laminated timber beams with unreinforced and reinforced notches*. https://www.research-collection.ethz.ch/bitstreams/f65ca06f-8a89-48a6-b86f-8d295b807b0a/download

KAVALIAUSKAS, S. (2010). *BEHAVIOUR OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAM INTERCONNECTION WITH INCLINED SCREW*.

Mushina, W. (2019). *KEMPAS TIMBER UN-BONDED POST- TENSIONING SOLUTION NEW APPROACH*.

Natterer, J., Hamm, J., & Favre, P. (1996). Composite wood-concrete floors for multi-story buildings. *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE)*. World Conference on Timber Engineering.

Nauta. (1984). New Zealand forest service timber bridges. *Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference*. Pacific Timber Engineering Conference.

Ntolla, F. (2010). *Comparaison structurelle bois-béton : Application aux bâtiments d'habitation*.

Otto, S. (1931). *Wood reenforced concrete structural member* (United States Brevet N° US1792040A). https://patents.google.com/patent/US1792040A/en

Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012. (2015, mars). *Planchers mixtes bois-béton-mise en oeuvre et isolation-Neuf*. NEUF. http://www.reglesdelart-grenelle-environnement-2012.fr

Shi, D., Hu, X., Hong, W., Zhang, J., & Du, H. (2022). Review of connections for timber-concrete composite structures under fire. *BioResources*, *17*(4). https://doi.org/10.15376/biores.17.4.Shi

Wang, W., Zhang, X., Zhou, X., Wu, L., & Zhu, H. (2021). Study on Shear Behavior of Multi-Bolt Connectors for Prefabricated Steel–Concrete Composite Beams. *Frontiers in Materials*, *Volume 8-2021*. https://doi.org/10.3389/fmats.2021.625425

XP CEN-TS 19103 01-2022. (s. d.).

Yeoh, D., Fragiacomo, M., Franceschi, M. D., & Boon, K. H. (2011). State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures : Literature Review. *Journal of Structural Engineering-asce*, *137*, 1085-1095. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:110453327

Yeoh, D., Fragiacomo, M., Franceschi, M. D., & Buchanan, A. H. (2011). Experimental Tests of Notched and Plate Connectors for LVL-Concrete Composite Beams. *Journal of Structural Engineering-asce*, *137*, 261-269. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:110289567

Zakaria, M. L., Long, C. C., & Jani, Y. (1986). An investigation on the behaviour of timber-concrete composite T-beams. *Jurnal Teknologi*, *6*, 19-27.

Annexes

Annexe 1 : Étude de cas : Cas du plancher Le Sillon II

Annexe 2 : Calcul des sollicitations dans les clés bétons en situation sismique : Projet le sillon XXVIII

Annexe 3 : Combinaisons de charges : Projet Le Sillon XXXIX

Annexe 4 : Vérification des vis de l'assemblage en appui XLI

Annexe 1 : Étude de cas : Cas du plancher Le Sillon

1- Présentation géographique du projet

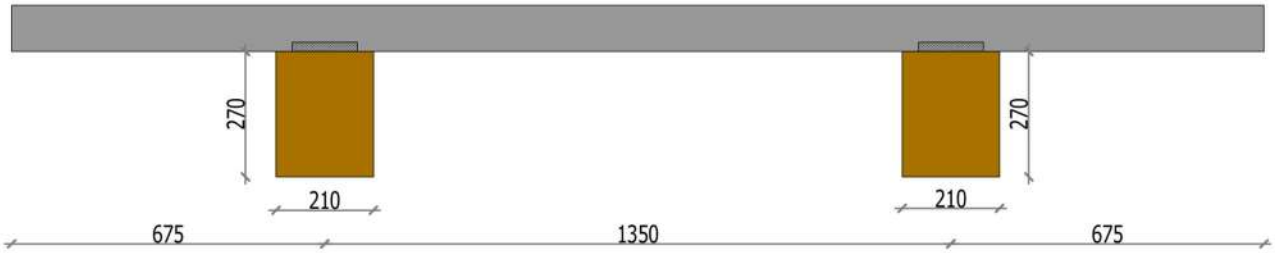
Le Sillon est un projet de construction réalisé pour le compte du Crédit Agricole (CA) dans la ville de Montpellier. Il s'agit d'un bâtiment tertiaire à vocation de bureaux et d'accueil du public.

Le plancher mixte bois-béton de type TIMBERDAL est retenu comme solution pour les planchers de niveaux intermédiaires.

Paramètre	Information
Nom du projet	Le Sillon
Localisation	Montpellier (34062) -Occitanie-Rue Cambacérès
Maître d'ouvrage	Crédit Agricole (CA)
Type de bâtiment	Bureaux et accueil public
Solution structurelle plancher	Plancher mixte bois-béton TIMBERDAL

2- Propriétés et section des matériaux

La section transversale du plancher étudié est composée d'une poutre en bois lamellé collé et d'une dalle en béton armé collaborant, reliées par des connecteurs mécaniques.

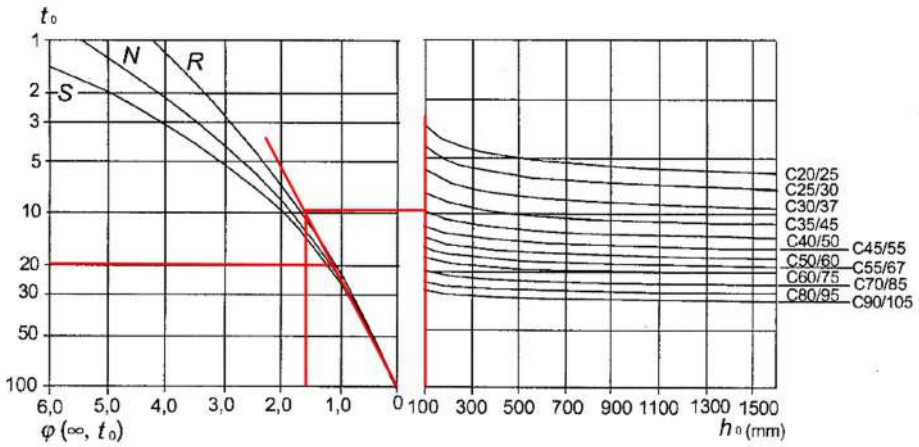


Dimension	Symbole	Valeur
Largeur de la nervure bois	b_t	210 mm
Hauteur de la poutre bois	h_t	270 mm
Épaisseur de la dalle béton	h_c	100 mm
Largeur de la dalle	b_c	2700 mm
Entraxe des nervures	E	1350 mm
Portée de calcul	L	5808 mm
Section bois At	$A_t = b_t \times h_t$	56700 mm²
Section béton Ac	$A_c = b_c \times h_c$	270000 mm²

La valeur du coefficient de fluage est déterminée à partir de NF EN 1992-1-1 (§3.1.4). Avec pour données de modèle :

- Classe de béton C40/50
- Épaisseur de la dalle béton $h_0 = 100$ mm
- Ciment de classe N

Age du béton au moment du chargement $t_0 = 20$ jours



Le coefficient de fluage du béton est : $\varphi(\infty, t0) = 1{,}789$

3- Modules d'élasticités des matériaux et de connexion à long terme

Pour le calcul du module $E_{conc,fin}$ sont prises les valeurs de :

$\psi_{conc} = 1$ à l'ELS

$\psi_{conc} = 2 - 0{,}5\gamma^{1,9} = 2 - 0{,}5 \times 0{,}126^{1,9} = 1{,}99$ à l'ELU (t_∞)

$\psi_{conc} = 1{,}9 - 0{,}6 \times \gamma^{1,1} = 1{,}9 - 0{,}6 \times 0{,}126^{1,1} = 1{,}84$ à l'ELU ($t_{3à7ans}$)

	Coefficient	Valeurs numériques ($t = \infty$)	Valeurs numériques ($t_{3à7ans}$)
Dalle béton	$\beta_{c,fin} = \frac{1}{1+(\psi_{conc} \times \varphi(\infty,t0)}$	$\beta_{c,ELU,\infty} = \frac{1}{1+(1{,}99\times 1{,}7)} = 0{,}228$ $\beta_{c,ELS,\infty} = \frac{1}{1+(1\times 1{,}7)} = 0{,}37$	$\beta_{c,ELU,3à7ans} = \frac{1}{1+(1{,}84\times 1{,}7)} = 0{,}242$
Nervure bois	$\beta_{t,fin} = \frac{1}{1+(\psi_{tim} \times k_{def})}$	$\beta_{t,\infty} = \frac{1}{1+(1\times 0{,}6)} = 0{,}625$	$\beta_{t,3à7ans} = \frac{1}{1+(0{,}5\times 0{,}6)} = 0{,}769$
Connecteur	$\beta_{k_{u,fin}} = \frac{1}{1+\psi_{conn} k'_{def}}$	$\beta_{k_{u,\infty}} = \frac{1}{1+1\times 2\times 0{,}6} = 0{,}455$	$\beta_{k_{u,3à7ans}} = \frac{1}{1+0{,}65\times 2\times 0{,}6} = 0{,}562$
	$\beta_{k_{ser,fin}} = \frac{1}{1+\psi_{conn} k'_{def}}$	$\beta_{k_{ser,\infty}} = \frac{1}{1+1\times 2\times 0{,}6} = 0{,}455$	$\beta_{k_{ser,3à7ans}} = \frac{1}{1+0{,}65\times 2\times 0{,}6} = 0{,}562$
	Paramètres	Valeurs numériques ($t = \infty$)	Valeurs numériques ($t_{3à7ans}$)
Dalle béton	$E_{c,fin} = \beta_{c,fin} \times E_{c,m}$	$E_{c,ELU,\infty} = 0{,}228 \times 35000 = 7980$ MPa	$E_{c,3à7ans} = 0{,}242 \times 35000 = 8470$ MPa

Nervure bois	$E_{t,fin} = \beta_{t,fin} \times E_t$	$E_{t,\infty} = 0{,}625 \times 11500 = 7187{,}5$ MPa	$E_{t,3à7ans} = 0{,}769 \times 11500 = 8843{,}5$
Connecteur	$K_{u,fin} = \beta_{k_{u,fin}} \times K_u$	$K_{u,\infty} = 0{,}455 \times \frac{2}{3} \times 240{,}976 = 73{,}096$ N/mm	$K_{u,3à7ans} = 0{,}562 \times \frac{2}{3} \times 240{,}976 = 90{,}286$ N/mm
	$K_{ser,fin} = \beta_{k_{ser,fin}} \times K_{ser}$	$K_{ser,\infty} = 0{,}455 \times 240{,}976 = 109{,}644$ N/mm	$K_{ser,3à7ans} = 0{,}562 \times 240{,}976 = 135{,}423$ N/mm

4- Description du connecteur

Caractéristique	Valeur	Unité
Longueur du connecteur	500	mm
Section longitudinale (plan de glissement)	500 × 140 = 70000	mm²
Matériau	Bois massif (D30)	
Mode de fonctionnement	Cisaillement longitudinal	

Le type de liaison définit dans le logiciel élément fini à l'interface des deux matériaux est une libération linéique. La raideur longitudinale appliquée est calculée selon la relation :

$$K_{Eq} = K_{unit} \times b_{connecteur} \times taux_{connection} = 3{,}0197 \times 140 \times 57\% = 240{,}976 \text{ N/mm}$$

5- Cas de charges et combinaisons

Les cas de charges appliqué sur le plancher sont les suivantes :

Numéro	Cas de charge	Code	Durée d'application
CC1	Charge permanente non actives	G_1	Permanente
CC2	Charges permanentes actives	G_2	Permanente
CC3	Charges d'exploitations type Bureau	Q	Moyen terme
CC4	Retrait béton	$\varepsilon_{cd,\infty}$	Permanente
CC5	Variation climatique 1	$\Delta HT_1 = \varepsilon_{hum}^{+}$ et $\Delta\varepsilon_{th}^{-}$	Moyen terme
CC6	Variation climatique 2	$\Delta HT_2 = \varepsilon_{hum}^{-}$ et $\Delta\varepsilon_{th}^{+}$	Moyen terme
CC7	Retrait bois	$\varepsilon_{td,\infty}$	Permanente

a. Charges permanentes non active

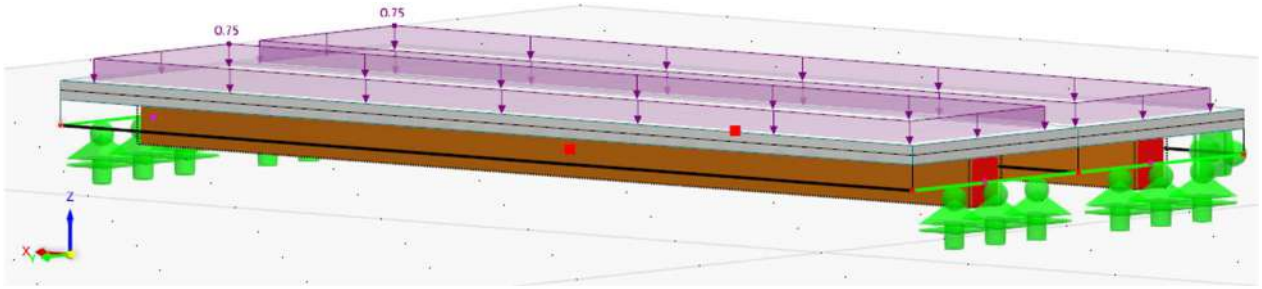
Les charges permanentes non actives correspondent aux actions gravitaires constantes appliquées à la structure avant ou pendant la déformation initiale des éléments porteurs. Dans le MEF elle comprend le poids propre des éléments de structure.

Le poids propre des éléments est pris en compte et calculé intrinsèquement par le modèle numérique en fonction des sections et des poids volumiques des matériaux définit.

Composant	Épaisseur/section	Masse volumique (kg/m³)	Calcul	Poids propres par m² de plancher
Poutre BLC 180×340	0,180 × 0,340 m	420	((420*0,340*0,18) /2,7) *2	0,19 kN/m²
Dalle béton	100 mm	2 500	0,1*2500	2,50 kN/m²

Les équipements permanents sous plancher équipé de panneaux rayonnants : g= 0,45 kN/m²

Plancher technique : g = 0,3 kN/m²

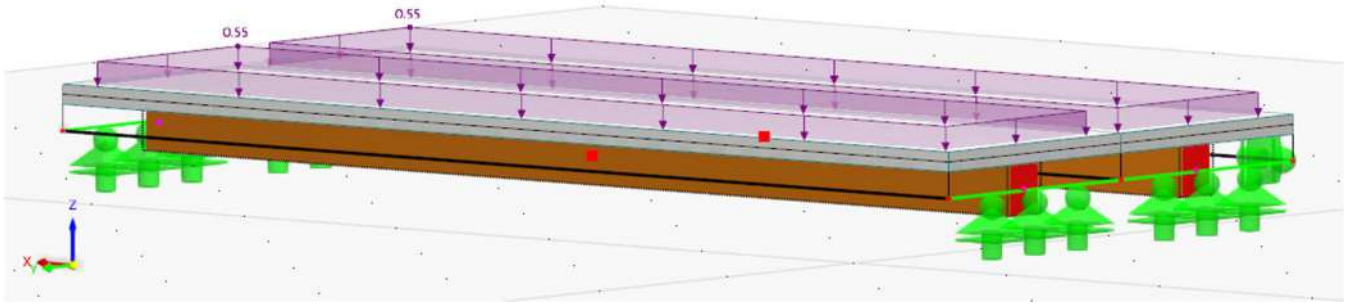


b. Charge active

Les charges permanentes active sont des charges prenant place après déformation initiale et supportant un risque d'endommagement.

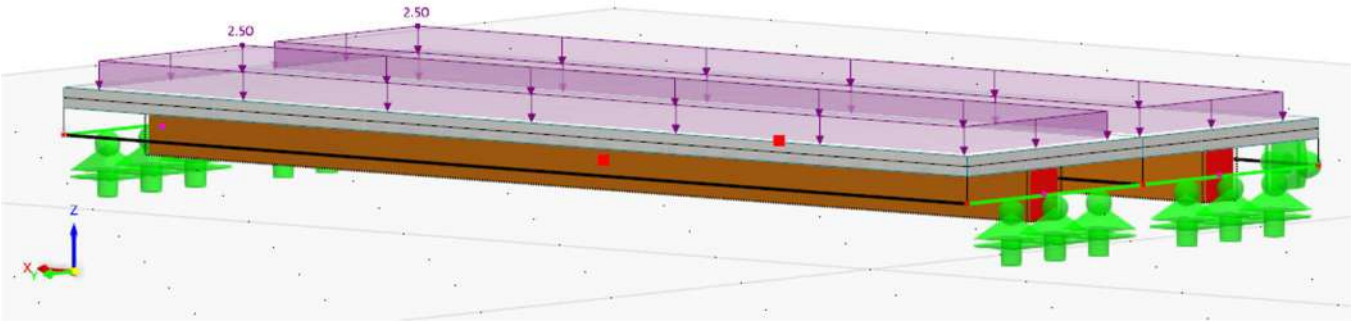
Cloisons mobile légères : g=0,5 kN/m²

Revêtement de sol : 0,05 kN/m²



c. Charge d'exploitation

La charge d'exploitation appliquée dans le MEF est une charge d'exploitation du type bureau $S = 2{,}5\ \mathrm{kN/m^2}$ en charge surfacique sur le plancher.



d. Charge de variation climatique

- Variation de température

La déformation thermique unitaire du béton est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{th,i} = \alpha_i \times \Delta T_i$$

Où :

$\varepsilon_{th,i}$ est la déformation thermique unitaire du matériau

α_i est le coefficient de dilatation thermique du matériau : $\alpha_{conc} = 10 \times 10^{-6} C^{-1}$ pour le béton (NF EN 1991-1-5) ; $\alpha_t = 5 \times 10^{-6} C^{-1}$ (parallèle aux fibres) pour le bois (NF EN 1991-1-5)

ΔT_i est la variation de température uniforme de calcul du matériau (°C)

Les variations de température uniforme sont calculées par rapport à la température initiale T_0, conformément à NF XP 19103 sont :

$$\Delta T^{-}_{conc} = T_{min,conc} - T_{0,conc}$$

$$\Delta T^{-}_{tim} = T_{min,tim} - T_{0,tim}$$

$$\Delta T^{+}_{conc} = T_{max,conc} - T_{0,conc}$$

$$\Delta T^{+}_{tim} = T_{max,tim} - T_{0,tim}$$

Les valeurs adoptées sont les suivantes :

Paramètre	Valeur	Source
$T_{min,conc} = T_{min,tim}$	10 °C	EN 1991-1-5 (hivers)
$T_{max,conc} = T_{max,tim}$	29 °C	EN 1991-1-5 (été)
$T_{0,conc}$	18 °C	Valeur terrain
$T_{0,tim}$	18 °C	Valeur terrain

La valeur estivale $T_{max} = 29°C$ correspond à un environnement sans climatisation en été et la valeur hivernale $T_{max} = 10°C$ correspond à un environnement non chauffé en hivers.

$$\Delta T_{conc}^{+} = \Delta T_{tim}^{+} = 29 - 18 = 11\ °C$$
$$\Delta T_{conc}^{-} = \Delta T_{tim}^{-} = 10 - 18 = -8\ °C$$

Déformation thermique positive (en été)

$$\varepsilon_{th,conc}^{+} = 10 \times 10^{-6} \times 11 = 0{,}11‰$$

$$\varepsilon_{th,tim}^{+} = 5 \times 10^{-6} \times 11 = 0{,}055‰$$

Déformation thermique négative (en hiver)

$$\varepsilon_{th,conc}^{-} = (10 \times 10^{-6} \times -8) = -0{,}08‰$$

$$\varepsilon_{th,tim}^{-} = 5 \times 10^{-6} \times -8 = -0{,}04‰$$

Ces charges sont appliquées dans le MEF par des charges surfaciques de déformation axiale avec pour valeurs les différentielles de dilatation positive et négative ;

$$\Delta\varepsilon_{th}^{+} = \varepsilon_{th,conc}^{+} - \varepsilon_{th,tim}^{+} = 0{,}11 - 0{,}055 = 0{,}055\ ‰$$

$$\Delta\varepsilon_{th}^{-} = \varepsilon_{th,conc}^{-} - \varepsilon_{th,tim}^{-} = -0{,}08 - (-0{,}04) = -0{,}04\ ‰$$

- Variation d'humidité sur le bois

Il convient de prendre en compte la variation annuelle de l'humidité moyenne du bois due aux conditions d'environnement Δmc pour déterminer

(*XP CEN-TS 19103 01-2022*,)

Propriété	Symbole	Valeur
Coefficient de dilatation à l'humidité parallèlement au fil	$\alpha_{t,u}$	0,0001 pour chaque variation de 1 % de l'humidité
Variation annuelle d'humidité (Zone CSB, climat méditerranéen tempéré)	Δmc	2,5%
,5% (XP CEN-TS 19103 01-2022, s. d.) Annexe A tableau A.1	$\varepsilon_{hum}^{-} = \alpha_{t,u} \times \Delta mc^{-}$ $\varepsilon_{hum}^{+} = \alpha_{t,u} \times \Delta mc^{+}$	$\varepsilon_{retrait} = -0{,}125‰$ $\varepsilon_{gonflement} = 0{,}125‰$

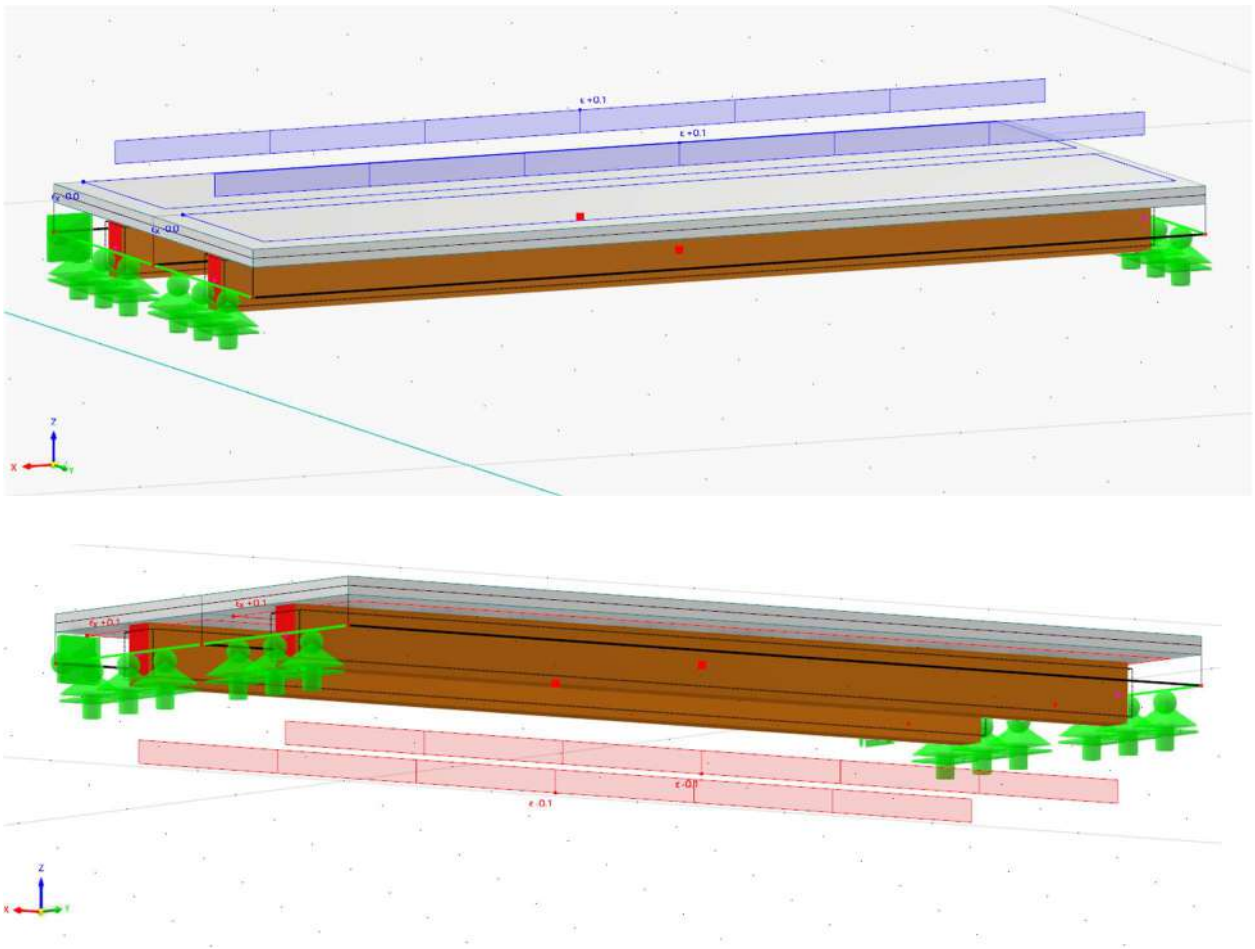
$$\Delta mc^{-} = \frac{\Delta mc}{2} = -\frac{2{,}5}{2} = -1{,}25\% < 0$$

$$\Delta mc^{+} = \frac{\Delta mc}{2} - \frac{2{,}5}{2} = 1{,}25\% > 0$$

L'application des charges de variation climatique dans le MEF est faite conformément à l'indication de la XP CEN 19103 : Pour les structures situées en Europe, il convient de considérer les variations de l'humidité avec un signe opposé à celui des variations de température. Alors ces charges sont modélisées dans le MEF en charge surfacique de type déformation axiale sur la dalle béton pour la variation de température et en charge de barre de type déformation axiale sur les nervures bois pour l'humidité.

Variation climatique 1 : $\Delta HT_1 = \varepsilon_{hum}^{+}$ et $\Delta\varepsilon_{th}^{-}$

Variation climatique 2 : $\Delta HT_2 = \varepsilon_{hu}^{-}$ et $\Delta\varepsilon_{th}^{+}$



e. Retrait du béton

La déformation totale de retrait se compose de la déformation due au retrait de dessiccation et de la déformation due au retrait endogène.

L'équation du retrait total est donné par (*EN 1992 1-1*) éq. 3.8 par :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Où :

ε_{cs} est la déformation totale de retrait

ε_{cd} est la déformation due au retrait de dessiccation

ε_{ca} est la déformation due au retrait endogène

Le béton est durci à l'étuve, par conséquent le retrait endogène est négligeable donc $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}$

La valeur finale du retrait de dessiccation, $\varepsilon_{cd,\infty}$, est égale à

$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h . \varepsilon_{cd,0}$ (*EN 1992 1-1*)

$\varepsilon_{cd,0}$ peut être lu dans le Tableau 3.2 (*EN 1992 1-1*).

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité Relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0, 58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tableau 3.2 Valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné $\varepsilon_{cd,0}$ (en ‰) pour le béton avec des ciments CEM de classe N

Pour obtenir la valeur correspondant à une humidité de 70 % pour un béton 40/50, il faut procéder à une interpolation linéaire entre les bornes connues du tableau (60 % et 80 %).

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}38 + (70 - 60) \times \frac{0{,}24 - 0{,}38}{80 - 60}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}31‰$$

k_h est un coefficient dépendant de h_0, conformément au Tableau 3.3 *EN 1992 1-1*)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

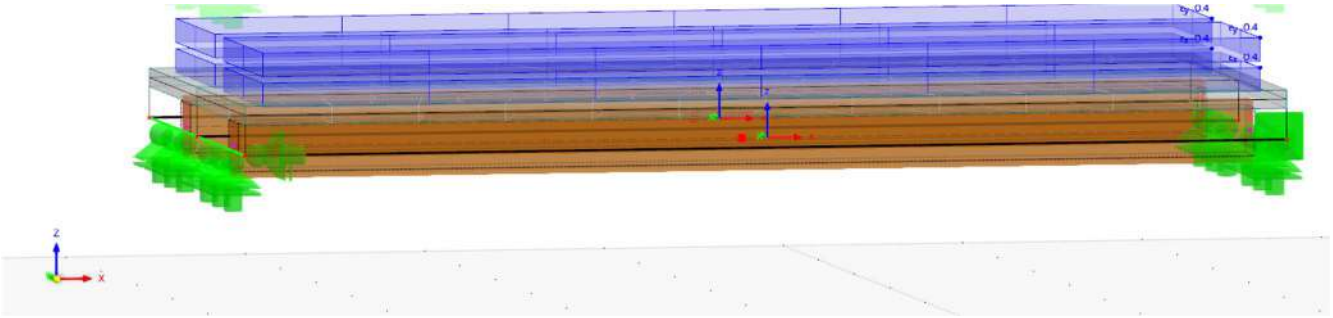
Tableau 3.3 Valeurs de k_h dans l'expression (3.9)

Donc :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 1 \times 0{,}31$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0{,}31‰$$

Le retrait de la dalle béton est appliqué dans MEF par une charge surfacique de type déformation axiale sur la dalle béton.



f. Retrait du bois

La nervure bois à sa sortit d'usine n'est pas conditionné à l'humidité attendue en service mc_{use}, alors il convient de prendre en compte dans le calcul la différence entre l'humidité moyenne du bois due aux conditions d'environnement en service mc_{use} et la valeur moyenne mc_0 au temps auquel la, liaison bois béton a été faite.

La déformation résultante est affectée à la classe de durée de chargement permanente et est calculée comme suit :

$$\varepsilon_{td,\infty} = \alpha_{t,u}(mc_{use} - mc_0)$$

Où :

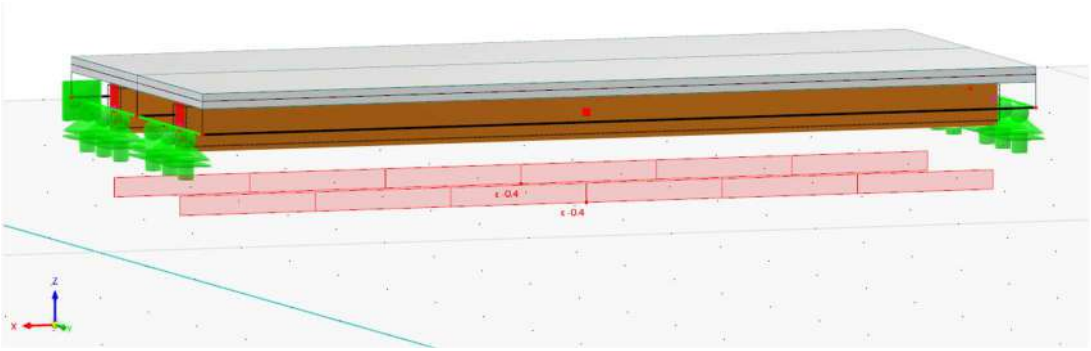
$\alpha_{t,u}$: Coefficient de dilatation à l'humidité parallèlement au fil

$mc_{use} = 8\%$: l'humidité moyenne du bois en service.

$mc_0 = 12\%$ L'humidité moyenne du bois au temps de montage avec la dalle béton.

$$\varepsilon_{td,\infty} = 0{,}0001 \times (8 - 12) = -0{,}4\%_0$$

Elle est appliquée dans MEF par une charge de barre de type déformation axiale sur la nervure bois ;

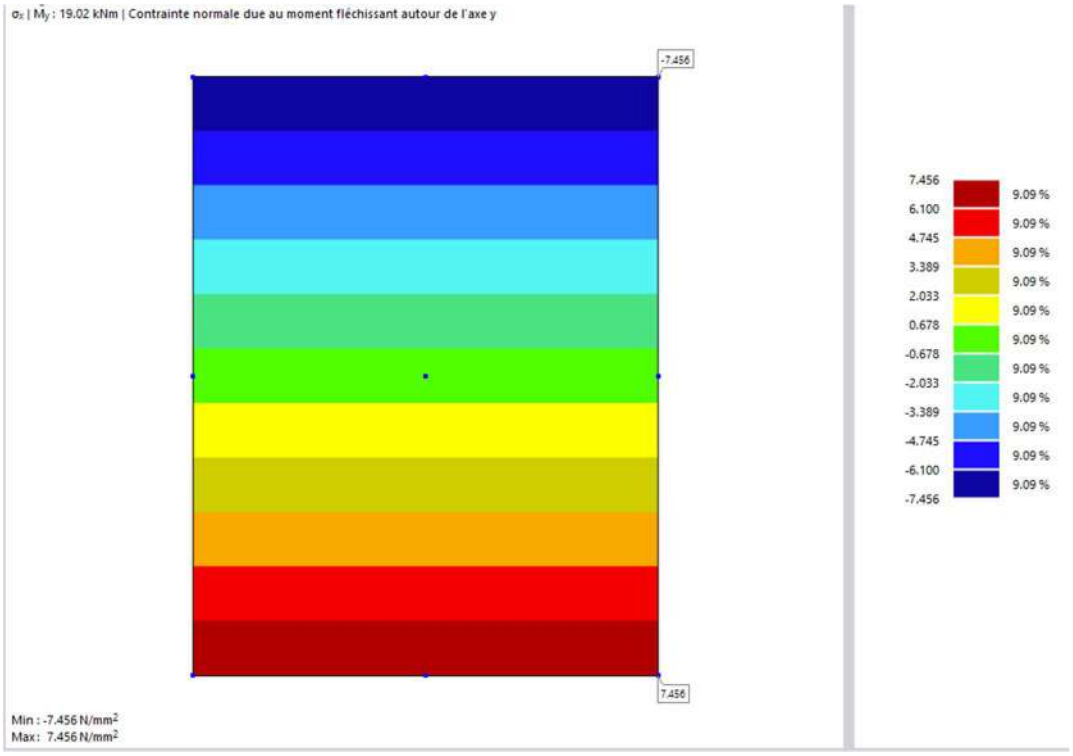


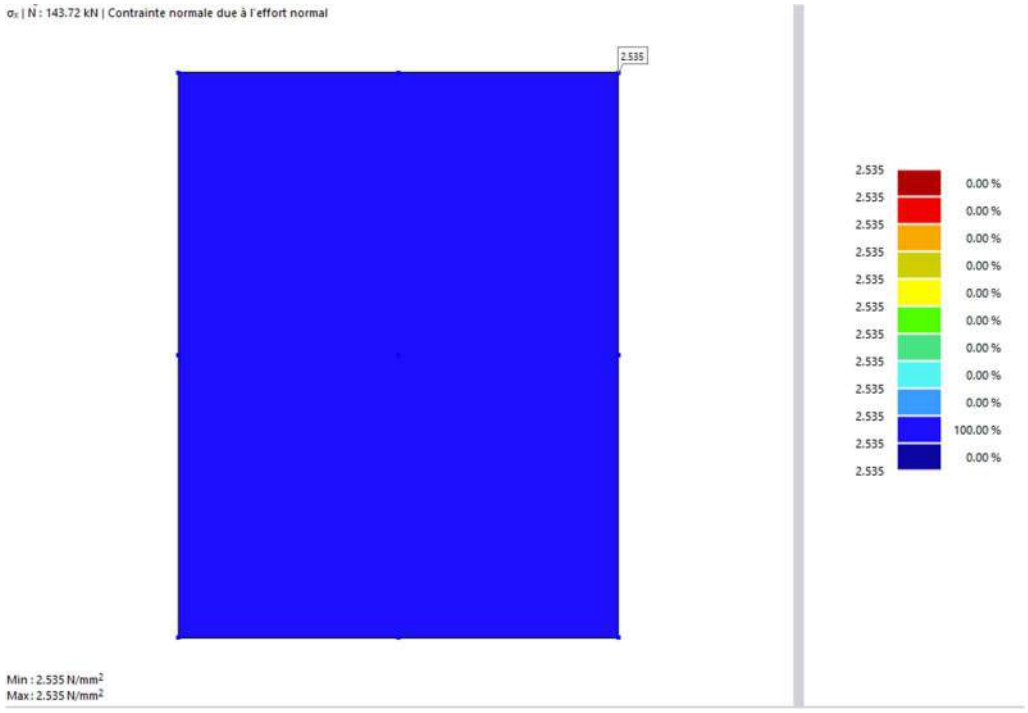
Cas de charge	Valeur	Unité	Mode d'application
Permanentes non actives	Poids propre : Selon le matériau $G_1 = 0{,}75$	kN /m^2	MEF
Charges d'exploitation bureau	$Q = 2{,}5$	kN/ m^2	Charge surfacique de type force appliquée sur la dalle béton
Charges Permanents active	$G_2 = 0{,}55$	kN/ m^2	Charge surfacique de type force appliquée sur la dalle béton
Retrait béton	$\varepsilon_{cd,\infty} = 0{,}31$	‰	Charge surfacique de type déformation axiale longitudinale sur la dalle béton
Retrait bois	$\varepsilon_{td,\infty} = -0{,}4$	‰	Charge de barre de type déformation axiale longitudinale sur la nervure bois
Variation climatique 1	$\varepsilon_{hum}^{+} = 0{,}125$ et $\Delta\varepsilon_{th}^{-} = -0.04$	‰	Charge surfacique de type déformation axiale pour la température sur la dalle béton
Variation climatique 2	$\varepsilon_{hum}^{-} = -0.125$ et $\Delta\varepsilon_{th}^{+} = 0{,}055$	‰	Charge de barre de type déformation axiale pour l'humidité sur la nervure bois.

6- Vérification des contraintes à l'ELU

a. Vérification de la poutre bois en effort normal de traction et flexion :

CO17





Contrôle de section
Flexion biaxiale et effort normal de traction selon 6.2.3

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0.80 \cdot \frac{19.200\,N/mm^2}{1.25} = 12.288\,N/mm^2$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} = 0.80 \cdot \frac{24.000\,N/mm^2}{1.25} = 15.360\,N/mm^2$$

$$f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,z,k}}{\gamma_M} = 0.80 \cdot \frac{24.000\,N/mm^2}{1.25} = 15.360\,N/mm^2$$

$$\eta_1 = \left| \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right| = \left| \frac{2.535\,N/mm^2}{12.288\,N/mm^2} + \frac{7.456\,N/mm^2}{15.360\,N/mm^2} + 0.70 \cdot \frac{0.039\,N/mm^2}{15.360\,N/mm^2} \right| = 0.693$$

$$\eta_2 = \left| \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right| = \left| \frac{2.535\,N/mm^2}{12.288\,N/mm^2} + 0.70 \cdot \frac{7.456\,N/mm^2}{15.360\,N/mm^2} + \frac{0.039\,N/mm^2}{15.360\,N/mm^2} \right| = 0.549$$

$$\eta = \max(\eta_1, \eta_2) = \max(0.693,\ 0.549) = 0.693$$

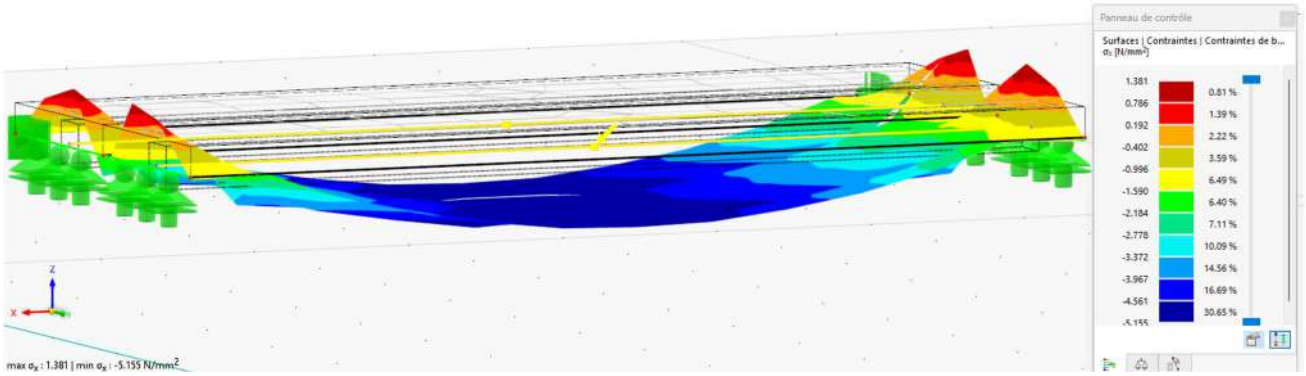
$$\eta = 0.693 \leq 1 \checkmark$$

$f_{t,0,d}$	Valeur de calcul de la résistance en traction
k_{mod}	Facteur de modification
$f_{t,0,k}$	Résistance en traction caractéristique
γ_M	Facteur partiel
$f_{m,y,d}$	Valeur de calcul de la résistance en flexion
$f_{m,y,k}$	Résistance en flexion caractéristique
$f_{m,z,d}$	Valeur de calcul de la résistance en flexion
$f_{m,z,k}$	Résistance en flexion caractéristique
η_1	Ratio de vérification 1
$\sigma_{t,0,d}$	Valeur de calcul de la contrainte en traction
$\sigma_{m,y,d}$	Valeur de calcul de la contrainte en flexion
k_m	Facteur de répartition
$\sigma_{m,z,d}$	Valeur de calcul de la contrainte en flexion
η_2	Ratio de vérification 2

b. *Vérification de la dalle béton en compression :*

CO2

La contrainte maximale de compression dans la dalle béton, est localisé sur le MEF à la fibre supérieure, est vérifiée vis-à-vis de la résistance de calcul du béton en compression.

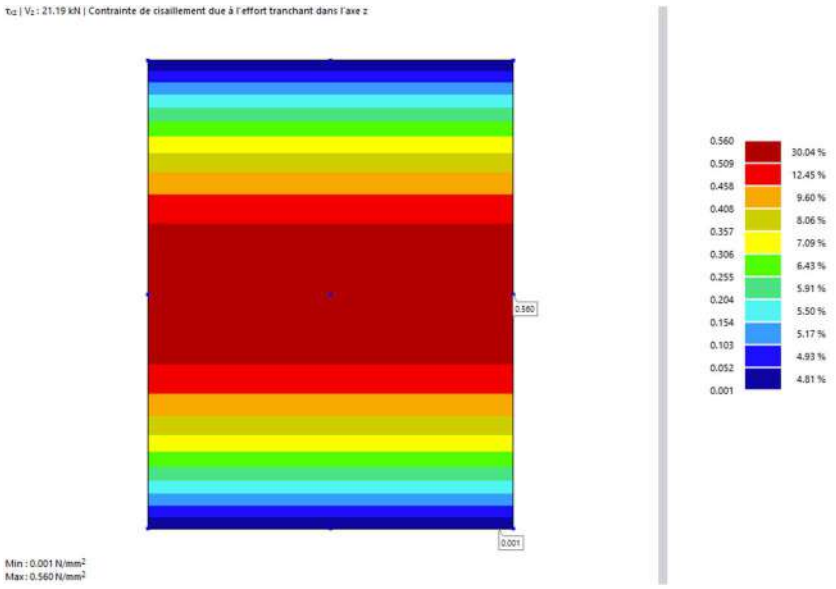


$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{40}{1{,}5} = 26{,}67\ MPa$$

$$\frac{\sigma_{c,d}}{f_{c,d}} = \frac{5{,}155}{26{,}67} = 0{,}193 \leq 1$$

c. *Vérification du cisaillement dans la poutre bois :*

CO19



Contrôle de section
Cisaillement dans l'axe z selon 6.1.7 | Section rectangulaire

$$f_{v,z,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,z,k}}{\gamma_M}$$
$$= 0.80 \cdot \frac{3.500\,N/mm^2}{1.25}$$
$$= 2.240\,N/mm^2$$

$$\tau_{xz,d} = \frac{\tau_{xz}}{k_{cr}}$$
$$= \frac{0.560\,N/mm^2}{0.67}$$
$$= 0.836\,N/mm^2$$

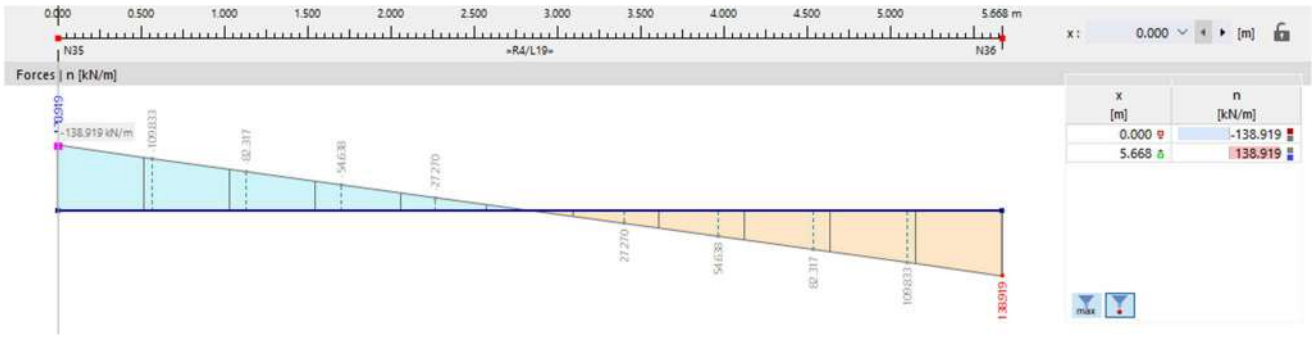
$$\eta = \frac{|\tau_{xz,d}|}{f_{v,z,d}}$$
$$= \frac{|0.836\,N/mm^2|}{2.240\,N/mm^2}$$
$$= 0.373$$

$$\eta = 0.373 \leq 1 \checkmark$$

$f_{v,z,d}$	Résistance de calcul au cisaillement
k_{mod}	Facteur de modification
$f_{v,z,k}$	Résistance au cisaillement caractéristique
γ_M	Facteur partiel
$\tau_{xz,d}$	Contrainte de cisaillement de calcul
τ_{xz}	Contrainte de cisaillement
k_{cr}	Facteur d'influence des fissures

d. Vérification du cisaillement dans la zone de connexion :

CO2



$\tau_{max,clé,d}$ est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement sur la surface longitudinale de connexion donné par l'équation

$$\tau_{max,clé,d} = \frac{F_d}{A_{connect}} = \frac{138919}{(140\times750)} = \frac{138919}{105000} = 1{,}32MPa$$

- Cisaillement du béton à l'interface de la zone du connecteur

Pour vérifier le cisaillement de la nervure bois à l'interface la condition est la suivante :

$$\eta_2 = \frac{\tau_{max,clé,d}}{f_{ct,d}}$$

Avec :

$$f_{ct,d} = \frac{f_{t,k}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,m} = 0{,}3(f_{ck})^{2/3} = 0{,}3 \times (40)^{2/3} = 3{,}51\ MPa$$

$$f_{t,k} = 0{,}7 f_{ct,m} = 0{,}7 \times 3{,}51 = 2{,}46\ MPa$$

$$f_{ct,d} = \frac{2{,}46}{1{,}5} = 1{,}64\ MPa$$

$$\eta_2 = \frac{1{,}32}{1{,}64} = 0{,}8 \leq 1$$

- Cisaillement du bois à l'interface de la zone de connexion

$$\eta_1 = \frac{\tau_{max,clé,d}}{f_{v,d}}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}8\times3{,}5}{1{,}25} = 2{,}240\ N/mm^2$$

$$\eta_1 = \frac{1{,}32}{2{,}24} = 0{,}58 \leq 1$$

- Cisaillement du connecteur

$$\eta_3 = \frac{\tau_{max,clé,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

Le connecteur est un bois massif de résistance D30 alors $f_{v,k} = 4MPa$ et $\gamma_M = 1{,}3$

$f_{v,d} = \frac{k_{mod} f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0{,}8 \times 4}{1{,}3} = 2{,}46\ N/mm^2$

$$\eta_3 = \frac{1{,}32}{2{,}46} = 0{,}54 \leq 1$$

Le taux de résistance globale de la connexion est défini comme la valeur maximale obtenue sur les trois modes :

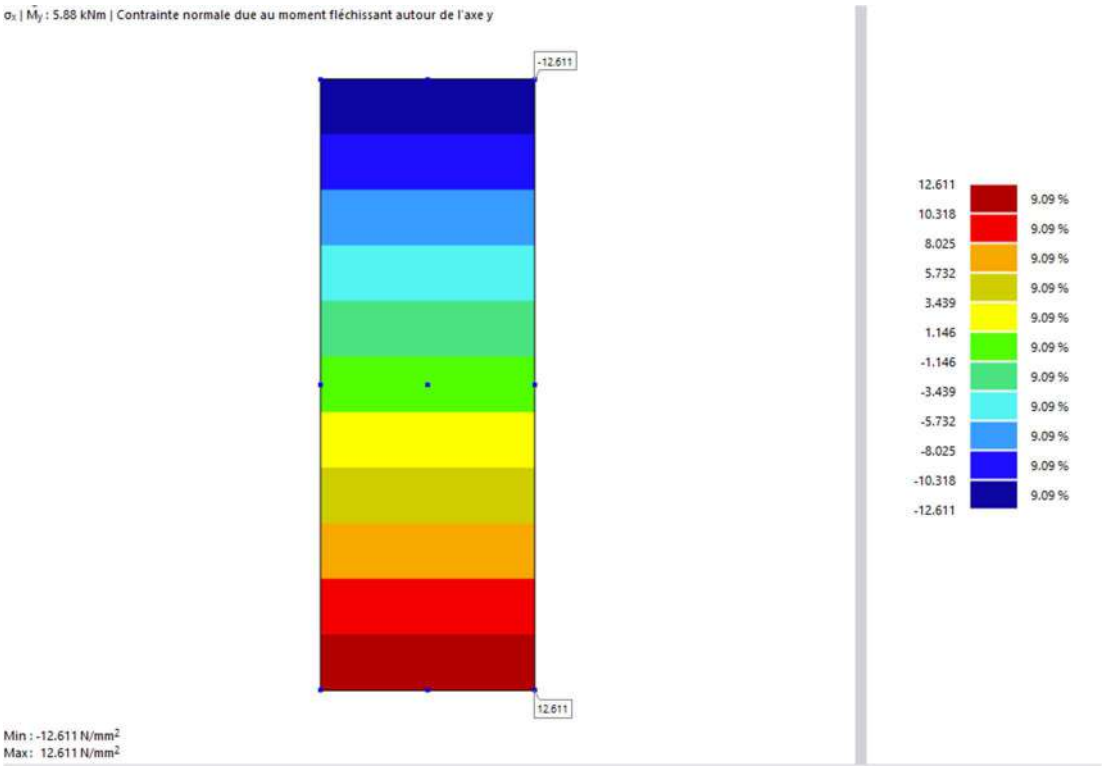
$$\eta = \max(\eta_1; \eta_2; \eta_3)$$

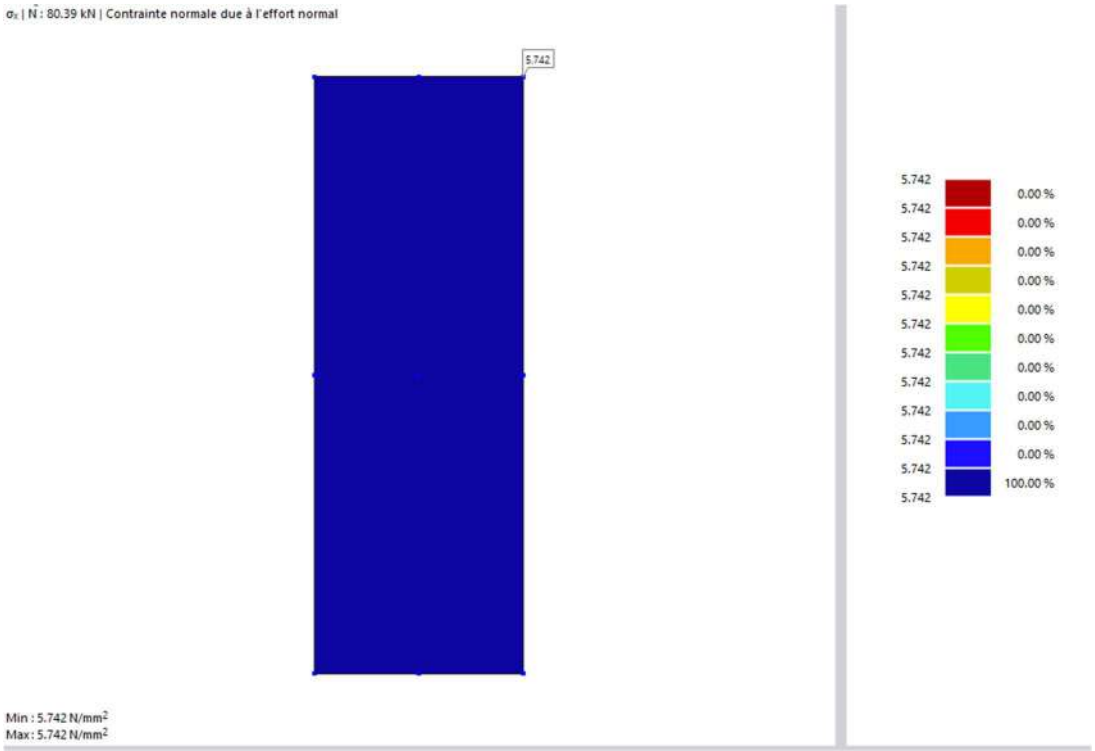
$$\eta = \max(0{,}8; 58; 0{,}54)$$

$$\eta = 0{,}8 \leq 1$$

e. Vérification de la nervure bois au feu REI90 :

CO10


σx | My : 5.88 kNm | Contrainte normale due au moment fléchissant autour de l'axe y
-12.611
12.611
12.611
10.318
8.025
5.732
3.439
1.146
-1.146
-3.439
-5.732
-8.025
-10.318
-12.611
9.09 %
Min : -12.611 N/mm²
Max : 12.611 N/mm²


σx | N : 80.39 kN | Contrainte normale due à l'effort normal
5.742
5.742
0.00 %
100.00 %
Min : 5.742 N/mm²
Max : 5.742 N/mm²

Résistance au feu
Flexion biaxiale et effort normal de traction selon 6.2.3

$$f_{t,0,20} = k_{fi} \cdot f_{t,0,k}$$
$$= 1.15 \cdot 19.200\,N/mm^2$$
$$= 22.080\,N/mm^2$$

$$f_{t,0,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{t,0,20}}{\gamma_{M,fi}}$$
$$= 1.00 \cdot \frac{22.080\,N/mm^2}{1.00}$$
$$= 22.080\,N/mm^2$$

$$f_{m,y,20} = k_{fi} \cdot f_{m,y,k}$$
$$= 1.15 \cdot 24.000\,N/mm^2$$
$$= 27.600\,N/mm^2$$

$$f_{m,y,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{m,y,20}}{\gamma_{M,fi}}$$
$$= 1.00 \cdot \frac{27.600\,N/mm^2}{1.00}$$
$$= 27.600\,N/mm^2$$

$$f_{m,z,20} = k_{fi} \cdot f_{m,z,k}$$
$$= 1.15 \cdot 24.000\,N/mm^2$$
$$= 27.600\,N/mm^2$$

$$f_{m,z,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{m,z,20}}{\gamma_{M,fi}}$$
$$= 1.00 \cdot \frac{27.600\,N/mm^2}{1.00}$$
$$= 27.600\,N/mm^2$$

$$\eta_1 = \left| \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \right|$$
$$= \left| \frac{5.742\,N/mm^2}{22.080\,N/mm^2} + \frac{12.611\,N/mm^2}{27.600\,N/mm^2} + 0.70 \cdot \frac{0.143\,N/mm^2}{27.600\,N/mm^2} \right|$$

$$= 0.721$$

$$\eta_2 = \left| \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d,fi}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d,fi}} \right|$$

$$= \left| \frac{5.742\,N/mm^2}{22.080\,N/mm^2} + 0.70 \cdot \frac{12.611\,N/mm^2}{27.600\,N/mm^2} + \frac{0.143\,N/mm^2}{27.600\,N/mm^2} \right|$$

$$= 0.585$$

$$\eta = \max(\eta_1, \eta_2)$$

$$= \max(0.721, 0.585)$$

$$= 0.721$$

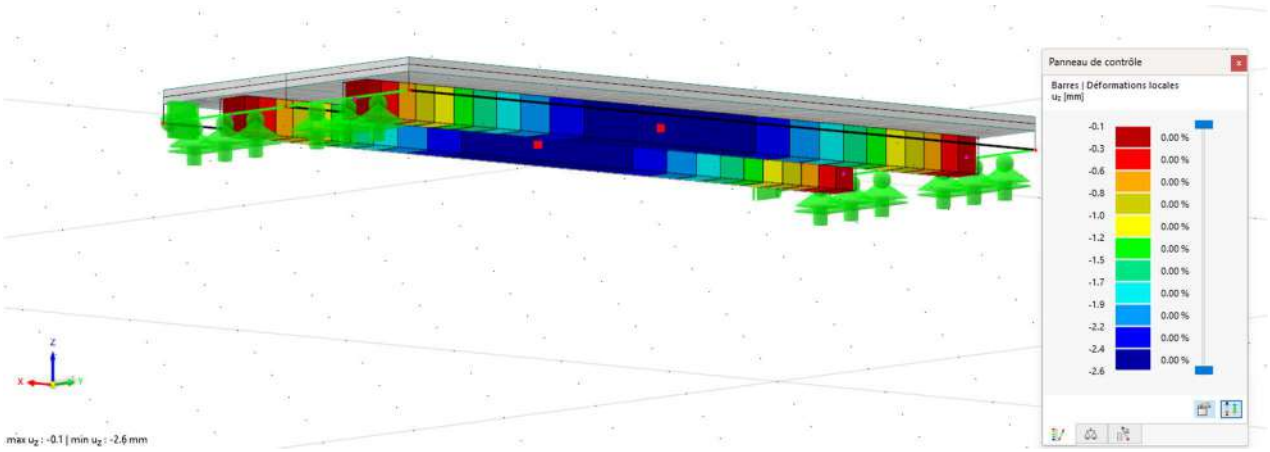
$$\eta = 0.721 \leq 1 \checkmark$$

$f_{t,0,20}$	Fractile à 20 % de la résistance en traction à température normale
k_{fi}	Coefficient
$f_{t,0,k}$	Résistance en traction caractéristique
$f_{t,0,d,fi}$	Valeur de calcul de la résistance en traction au feu
$k_{mod,fi}$	Facteur de modification pour le feu
$\gamma_{M,fi}$	Facteur partiel pour le bois au feu
$f_{m,y,20}$	Fractile à 20 % d'une résistance en flexion à température normale
$f_{m,y,k}$	Résistance en flexion caractéristique
$f_{m,y,d,fi}$	Valeur de calcul de la résistance au feu
$f_{m,z,20}$	Fractile à 20 % d'une résistance en flexion à température normale
$f_{m,z,k}$	Résistance en flexion caractéristique
$f_{m,z,d,fi}$	Valeur de calcul de la résistance au feu
η_1	Ratio de vérification 1
$\sigma_{t,0,d}$	Valeur de calcul de la contrainte en traction
$\sigma_{m,y,d}$	Valeur de calcul de la contrainte en flexion
k_m	Facteur de répartition
$\sigma_{m,z,d}$	Valeur de calcul de la contrainte en flexion
η_2	Ratio de vérification 2

7- Vérification des flèches à l'ELS

a. Flèche instantanée

Flèche instantanée due aux charges d'exploitation



$$W_{inst} = 2{,}6 \text{ mm}$$

La limite de flèche instantanée est donnée par :

$$w_{inst} \leq \frac{L}{300} = \frac{5668}{300} = 18{,}89\ mm$$

$$\eta = \frac{2{,}6}{18{,}89} = 0{,}138 \leq 1$$

Flèche due au fluage

Pour le calcul des flèches, l'incidence du fluage est prise en compte de la manière suivante :

$$w_{fluage} = (Flèche\ QPFIN) - (Flèche\ QPINST)$$

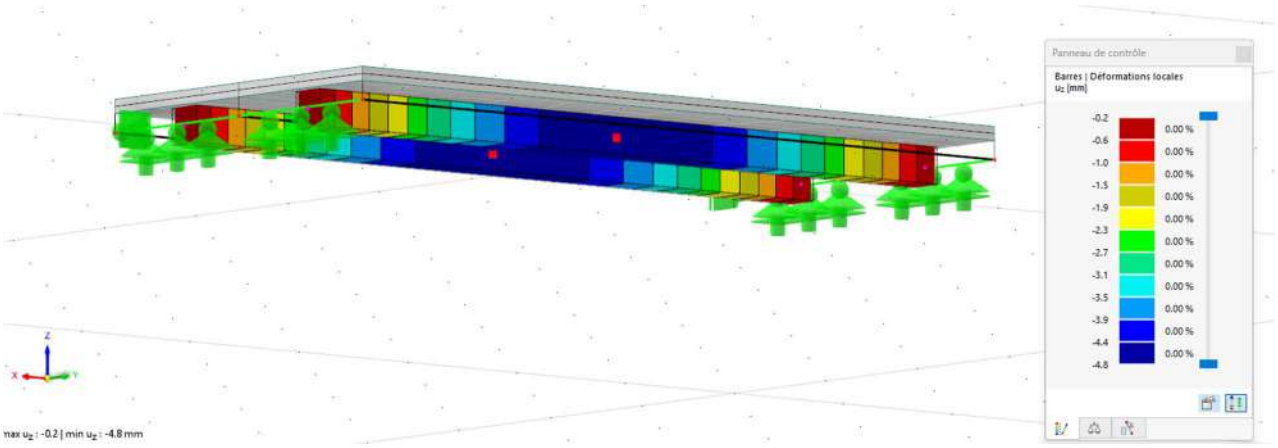
Le surcroît de flèche dû au fluage est calculé par une diminution du module d'élasticité sur la combinaison de charges quasi-permanentes à long terme décrite ci-après par :

Combinaison quasi-permanente = $G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ct,\infty} + 0{,}3Q$

QPINST = Combinaison quasi permanente, calculée avec les modules d'élasticité instantanés

QPFIN = Combinaison quasi permanente, calculée avec les modules d'élasticité finaux définit plus haut.

La valeur de flèche de fluage est :

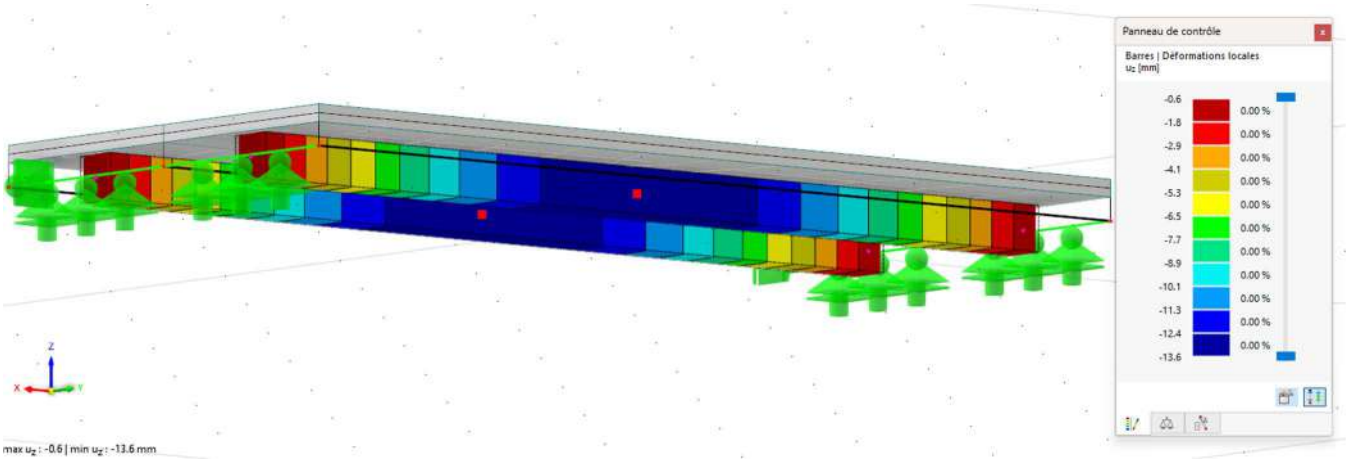


$$w_{fluage} = 4{,}8\ mm$$

b. Flèche nette finale

La flèche nette finale correspond à la déformation totale à long terme, tenant compte du fluage des matériaux. Dans le MEF, elle est définie comme une combinaison de résultats issue de la superposition des combinaisons $w_{fluage} + w_G$

La combinaison permettant d'obtenir w_G est : $G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ct,\infty} + Q + \Delta HT1$



$$w_{net,fin} = 13{,}6\ mm$$

État limite de service
Quasi-permanente 1 | Direction z selon 7.2

$$w_{net,fin,z} = w_{fin,z} - w_{c,x,z} = 13.1\,mm - 0.0\,mm = 13.1\,mm$$

$$w_{net,fin,limit,z} = \frac{l}{l/w_{lim}} = \frac{5.668\,m}{250} = 22.7\,mm$$

$$\eta = \frac{|w_{net,fin,z}|}{w_{net,fin,limit,z}} = \frac{|13.1\,mm|}{22.7\,mm} = 0.576$$

$$\eta = 0.576 \leq 1 \checkmark$$

$w_{net,fin,z}$	Flèche nette finale
$w_{fin,z}$	Flèche
$w_{c,x,z}$	Contre-flèche à la position x
$w_{net,fin,limit,z}$	Valeur limite de flèche
l	Longueur de référence
l / w_{lim}	Limite de flèche relative

c. Flèche active

La flèche active C'est l'accroissement de la flèche pris par le plancher à partir de l'achèvement de l'ouvrage. C'est donc la part de flèche finale due aux charge permanente actives qui sont les charges prenant place après déformation initiale et supportant un risque d'endommagement.

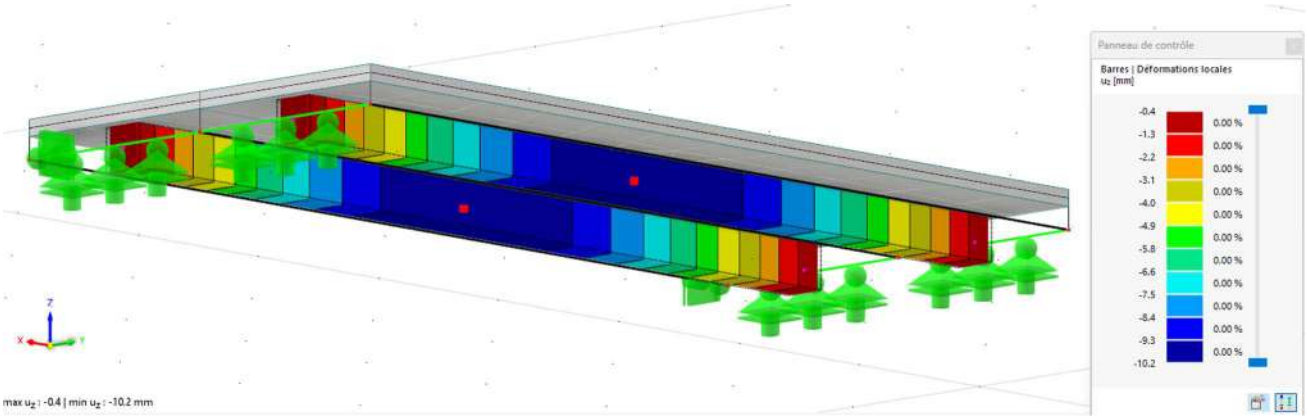
$$W_{act} = W_{net,fin} - W_{G1}(perm\ non\ actif) - W_{\varepsilon_{cd,\infty}} - W_{\varepsilon_{ct,\infty}}$$

$$W_{act} = 13{,}6 - 3{,}6 - 5{,}2 - (-5{,}4) = 10{,}2\ mm$$

Vu l'usage du plancher pour les bureaux il sera posé au sol des revêtements de sol pour un meilleur confort dans ce cas la limite de flèche net finale est prise pour un sol fragile et est donnée par

$w_{active} \leq 0{,}5\text{cm} + \frac{L}{1000}$ Pour $L > 5{,}00\ m$

$$w_{active} \leq 5 + \frac{5668}{1000} = \frac{5668}{531} = 10{,}7\ mm$$



Vérification SE1200.03 | EN 1995 | CEN | 2014-05

État limite de service
Quasi-permanente 2 | Direction z selon 7.2

$$w_{fin,limit,z} = \frac{l}{l/w_{lim}} = \frac{5.668\ m}{531} = 10.7\ mm$$

$$\eta = \frac{|w_{fin,z}|}{w_{fin,limit,z}} = \frac{|9.8\ mm|}{10.7\ mm} = 0.914$$

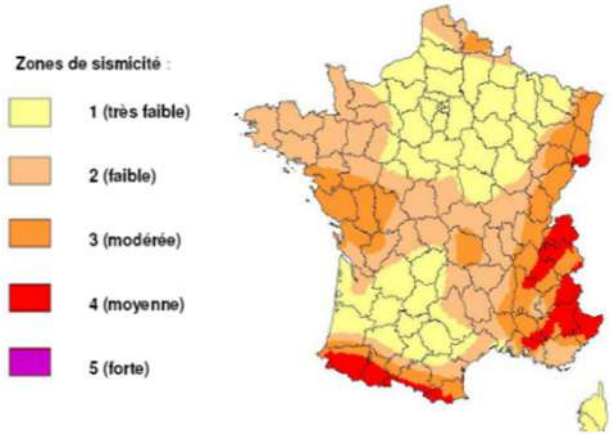
$$\eta = 0.914 \leq 1 \checkmark$$

$w_{fin,limit,z}$	Valeur limite de flèche
l	Longueur de référence
l / w_{lim}	Limite de flèche relative
$w_{fin,z}$	Flèche

Annexe 2 : Calcul des sollicitations dans les clés bétons en situation sismique : Projet le sillon

1. Zone de sismicité

La carte sismique est définie par le décret n°2010-1255. Les valeurs de calcul (accélération, forme du spectre, etc.) relatives à chaque zone sont données dans l'arrêté du 22 octobre 2010 et son modificatif du 19 juillet 2011.



Le bâtiment est en zone 2,

2. Classe de sol

Selon rapport géotechnique, les classes de sol retenues pour les études sont : Classe de sol B

3. Coefficient d'importance

Selon l'arrêté du 22 octobre 2010 et la classe d'importance de l'ouvrage, nous obtenons un coefficient d'importance : $\gamma_1 = 1{,}2$.

4. Spectre de calcul

L'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » et à son modificatif du 19 juillet 2011 nous fournit les valeurs de S (paramètre de sol), TB, TC (respectivement limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante), et TD (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) en fonction des hypothèses choisies pour notre projet (Hypothèse classe de sol B) suivantes :

Paramètres de la classe de sol			
Paramètre du sol | Classe de sol B	S	1.350	--
Période de contrôle | Classe de sol B	TB	0.050	s
Période de contrôle | Classe de sol B	TC	0.250	s
Période de contrôle | Classe de sol B	TD	2.500	s
Période maximale	Tmax	4.000	s

5. Accélération du sol

L'accélération maximale du sol dépend de la zone de sismicité. Le MEF nous fournis une valeur d'accélération maximale en fonction de l'adresse du lieu du projet $a_{g,R} = 0{,}7\ m/s^2$.



Le MEF multiplie ensuite cette valeur par celle du coefficient d'importance x1, pour obtenir l'accélération maximale de calcul $a_g = 0{,}84\ m/s^2$.

Accélération maximale de référence au niv...	agR	0.70	m/s²
Catégorie d'importance		III	
Coefficient d'importance | Classe III	γI	1.200	--
Accélération de calcul au niveau du sol | H...	ag	0.84	m/s²

6. Coefficient de comportement de la structure

Pour les 2 directions horizontales : q= 1.5

7. Analyse modale

Le but de cette analyse est d'évaluer la réponse du bâtiment pour tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale, c'est-à-dire :

- La somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure ;

- Tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.

L'analyse modale nous permet d'obtenir la combinaison des réponses modales (selon les recommandations du (EN 1998-1-4.3.3.3.2).

Mode n°	Valeur propre λ [1/s2]	Fréquence angulaire ω [rad/s]	Fréquence propre f [Hz]	Période propre T [s]
1	15892,241	126,064	20,064	0,050
2	63026,406	251,051	39,956	0,025
3	97675,169	312,530	49,741	0,020
4	105800,093	325,269	51,768	0,019
5	119148,453	345,179	54,937	0,018
6	137247,936	370,470	58,962	0,017
7	139754,854	373,838	59,498	0,017
8	159452,065	399,314	63,553	0,016
9	183981,346	428,930	68,266	0,015
10	207959,035	456,025	72,579	0,014
11	228505,658	478,023	76,080	0,013
12	242724,560	492,671	78,411	0,013
13	247495,764	497,489	79,178	0,013
14	267830,711	517,524	82,366	0,012
15	366792,481	605,634	96,390	0,010
16	366842,871	605,676	96,396	0,010
17	385803,078	621,130	98,856	0,010
18	399633,016	632,165	100,612	0,010
19	413924,205	643,369	102,395	0,010
20	424827,968	651,788	103,735	0,010
21	439786,226	663,164	105,546	0,009
22	472395,758	687,311	109,389	0,009
23	478695,864	691,879	110,116	0,009
24	503486,701	709,568	112,931	0,009
25	525135,920	724,663	115,334	0,009
26	532509,131	729,732	116,140	0,009
27	585666,536	765,289	121,799	0,008
28	608511,705	780,072	124,152	0,008
29	638260,215	798,912	127,151	0,008
30	646447,722	804,020	127,964	0,008
31	700130,362	836,738	133,171	0,008
32	710076,790	842,661	134,114	0,007
33	722167,283	849,804	135,251	0,007
34	729580,304	854,155	135,943	0,007
35	740990,039	860,808	137,002	0,007
36	746962,867	864,270	137,553	0,007
37	756165,762	869,578	138,398	0,007
38	769407,247	877,159	139,604	0,007

39	773527,248	879,504	139,977	0,007
40	791982,022	889,934	141,637	0,007
41	804505,794	896,942	142,753	0,007
42	811391,217	900,773	143,362	0,007
43	819389,231	905,201	144,067	0,007
44	829700,702	910,879	144,971	0,007
45	845154,103	919,323	146,315	0,007
46	880957,544	938,593	149,382	0,007
47	887172,421	941,898	149,908	0,007
48	911738,018	954,850	151,969	0,007
49	941113,953	970,110	154,398	0,006
50	973957,499	986,893	157,069	0,006
51	1009440,390	1004,709	159,904	0,006
52	1046273,371	1022,875	162,796	0,006
53	1082185,961	1040,282	165,566	0,006
54	1113513,552	1055,232	167,945	0,006
55	1130127,431	1063,075	169,194	0,006
56	1131442,858	1063,693	169,292	0,006
57	1137208,377	1066,400	169,723	0,006
58	1165915,247	1079,776	171,852	0,006
59	1193001,786	1092,246	173,836	0,006
60	1218903,382	1104,040	175,713	0,006
61	1218910,853	1104,043	175,714	0,006
62	1257529,435	1121,396	178,476	0,006
63	1342467,005	1158,649	184,405	0,005
64	1343703,957	1159,182	184,490	0,005
65	1438621,595	1199,426	190,895	0,005
66	1468558,000	1211,841	192,870	0,005
67	1499239,182	1224,434	194,875	0,005
68	1522307,004	1233,818	196,368	0,005
69	1542045,992	1241,791	197,637	0,005
70	1551478,435	1245,584	198,241	0,005
71	1592715,887	1262,028	200,858	0,005
72	1596688,181	1263,601	201,108	0,005
73	1597426,234	1263,893	201,155	0,005
74	1604016,740	1266,498	201,569	0,005
75	1611489,409	1269,445	202,038	0,005
76	1618947,974	1272,379	202,505	0,005
77	1621972,725	1273,567	202,694	0,005
78	1629333,631	1276,454	203,154	0,005
79	1634545,597	1278,493	203,479	0,005
80	1646883,260	1283,309	204,245	0,005
81	1649439,907	1284,305	204,404	0,005

82	1658038,472	1287,648	204,936	0,005
83	1683395,083	1297,457	206,497	0,005
84	1706858,000	1306,468	207,931	0,005
85	1727947,856	1314,514	209,211	0,005
86	1728830,824	1314,850	209,265	0,005
87	1738537,848	1318,536	209,852	0,005
88	1748266,532	1322,220	210,438	0,005
89	1754618,224	1324,620	210,820	0,005
90	1756485,033	1325,325	210,932	0,005
91	1762939,350	1327,757	211,319	0,005
92	1776314,071	1332,784	212,119	0,005
93	1781271,363	1334,643	212,415	0,005
94	1789549,386	1337,740	212,908	0,005
95	1795490,575	1339,959	213,261	0,005
96	1824125,996	1350,602	214,955	0,005
97	1855505,241	1362,169	216,796	0,005
98	1857351,136	1362,847	216,904	0,005
99	1883339,354	1372,348	218,416	0,005
100	1935198,155	1391,114	221,403	0,005
101	1945305,841	1394,742	221,980	0,005
102	1995543,446	1412,637	224,828	0,004
103	2027721,461	1423,981	226,634	0,004
104	2113573,738	1453,814	231,382	0,004
105	2131055,141	1459,813	232,337	0,004
106	2152603,598	1467,175	233,508	0,004
107	2215335,593	1488,400	236,886	0,004
108	2273309,055	1507,750	239,966	0,004
109	2282259,393	1510,715	240,438	0,004
110	2297072,395	1515,610	241,217	0,004
111	2306584,946	1518,745	241,716	0,004
112	2317501,413	1522,334	242,287	0,004
113	2343475,953	1530,842	243,641	0,004
114	2351848,864	1533,574	244,076	0,004
115	2362669,345	1537,098	244,637	0,004
116	2374202,239	1540,845	245,233	0,004
117	2374544,180	1540,956	245,251	0,004
118	2410801,442	1552,676	247,116	0,004
119	2449694,034	1565,150	249,101	0,004
120	2467002,398	1570,669	249,980	0,004

121	2486827,655	1576,968	250,982	0,004
122	2521148,485	1587,812	252,708	0,004
123	2544422,648	1595,125	253,872	0,004
124	2563353,784	1601,048	254,815	0,004
125	2572545,809	1603,916	255,271	0,004
126	2598575,144	1612,010	256,559	0,004
127	2604985,795	1613,997	256,876	0,004
128	2607329,257	1614,723	256,991	0,004
129	2613993,462	1616,785	257,319	0,004
130	2640029,181	1624,817	258,598	0,004
131	2649240,529	1627,649	259,048	0,004
132	2661725,549	1631,480	259,658	0,004
133	2671506,818	1634,474	260,135	0,004
134	2675286,065	1635,630	260,319	0,004
135	2682084,102	1637,707	260,649	0,004
136	2697525,516	1642,415	261,398	0,004
137	2705008,472	1644,691	261,761	0,004
138	2708373,513	1645,714	261,923	0,004
139	2711439,748	1646,645	262,072	0,004
140	2743467,186	1656,342	263,615	0,004
141	2758806,332	1660,965	264,351	0,004
142	2767756,022	1663,657	264,779	0,004
143	2789809,611	1670,272	265,832	0,004
144	2803999,461	1674,515	266,507	0,004
145	2828516,108	1681,819	267,670	0,004
146	2893545,945	1701,043	270,729	0,004
147	2933572,497	1712,767	272,595	0,004
148	2985414,006	1727,835	274,993	0,004
149	3007654,156	1734,259	276,016	0,004
150	3016434,038	1736,788	276,418	0,004
151	3031040,517	1740,988	277,087	0,004
152	3045766,200	1745,212	277,759	0,004
153	3050843,325	1746,666	277,991	0,004
154	3065801,670	1750,943	278,671	0,004
155	3073433,870	1753,121	279,018	0,004
156	3083678,502	1756,041	279,483	0,004
157	3090369,905	1757,945	279,786	0,004
158	3105515,254	1762,247	280,470	0,004
159	3113936,928	1764,635	280,850	0,004
160	3138180,145	1771,491	281,942	0,004
161	3141303,628	1772,372	282,082	0,004
162	3166729,296	1779,531	283,221	0,004
163	3190601,625	1786,226	284,287	0,004
164	3215921,230	1793,299	285,412	0,004
165	3237334,904	1799,260	286,361	0,003
166	3245036,689	1801,399	286,701	0,003
167	3247890,133	1802,190	286,828	0,003
168	3247918,661	1802,198	286,829	0,003
169	3250775,754	1802,991	286,955	0,003
170	3251398,613	1803,164	286,982	0,003
171	3252884,530	1803,575	287,048	0,003
172	3289197,464	1813,614	288,646	0,003
173	3292885,510	1814,631	288,807	0,003
174	3321373,083	1822,463	290,054	0,003
175	3360174,811	1833,078	291,743	0,003
176	3390471,147	1841,323	293,056	0,003

Mode	Masse modale	Masse modale effective - Translation [kg]			ent pour la masse modale effective - Transla		
n°	Mi [kg]	meX	meY	meZ	fmeX	fmeY	fmeZ
1	35503,7	56975,9	0,0	0,0	0,769	0,000	0,000
2	34784,5	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
3	1308,3	0,0	47203,6	0,0	0,000	0,637	0,000
4	1317,2	0,8	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
5	1367,9	0,0	5934,2	0,0	0,000	0,080	0,000
6	1451,4	143,1	0,0	0,0	0,002	0,000	0,000
7	23179,6	6195,6	0,0	0,0	0,084	0,000	0,000
8	988,7	0,0	2957,4	0,0	0,000	0,040	0,000
9	570,6	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
10	349,9	0,0	2706,6	0,0	0,000	0,037	0,000
11	300,6	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
12	32225,8	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
13	414,8	0,0	1070,6	0,0	0,000	0,014	0,000
14	1093,8	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
15	921,3	0,0	12,9	0,0	0,000	0,000	0,000
16	35706,2	2209,1	0,0	0,0	0,030	0,000	0,000
17	574,0	0,2	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
18	172,4	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
19	190,2	0,0	33,1	0,0	0,000	0,000	0,000
20	812,9	0,0	4,2	0,0	0,000	0,000	0,000
21	182,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
22	1099,4	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
23	189,6	0,0	124,3	0,0	0,000	0,002	0,000
24	30183,7	0,0	0,2	0,0	0,000	0,000	0,000
25	999,9	0,0	2,5	0,0	0,000	0,000	0,000
26	214,1	0,6	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
27	858,1	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
28	177,5	0,0	215,3	0,0	0,000	0,003	0,000
29	21268,9	826,0	0,0	0,0	0,011	0,000	0,000
30	1141,7	0,0	3,0	0,0	0,000	0,000	0,000
31	221,2	3,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
32	530,1	0,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
33	1219,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
34	1212,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
35	1303,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
36	8435,2	0,0	0,8	0,0	0,000	0,000	0,000
37	1342,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
38	1326,6	0,0	0,7	0,0	0,000	0,000	0,000
39	1387,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
40	1454,8	1,2	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
41	260,8	0,0	279,0	0,0	0,000	0,004	0,000
42	1036,0	0,0	4,3	0,0	0,000	0,000	0,000

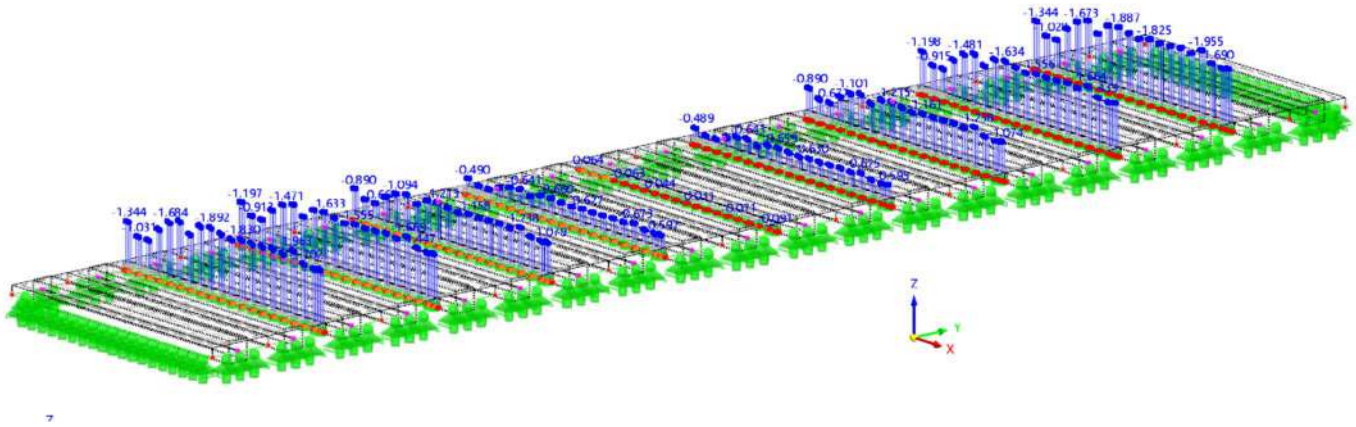
43	1627,1	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
44	1747,3	11,7	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
45	2162,4	0,0	0,6	0,0	0,000	0,000	0,000
46	367,8	0,3	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
47	924,0	2,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
48	1230,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
49	1083,5	8,5	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
50	1002,4	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
51	1042,9	15,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
52	1230,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
53	1222,7	52,1	0,0	0,0	0,001	0,000	0,000
54	1286,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
55	4035,4	4761,8	0,0	0,0	0,064	0,000	0,000
56	3616,6	0,0	0,2	0,0	0,000	0,000	0,000
57	1322,1	443,6	0,0	0,0	0,006	0,000	0,000
58	3579,0	0,0	1,7	0,0	0,000	0,000	0,000
59	2072,5	0,3	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
60	358,2	536,2	0,0	0,0	0,007	0,000	0,000
61	357,8	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
62	2458,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
63	2793,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
64	208,2	0,0	68,7	0,0	0,000	0,001	0,000
65	2907,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
66	579,5	0,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
67	619,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
68	243,2	0,8	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
69	1409,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
70	694,8	2,8	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
71	681,5	0,0	6,8	0,0	0,000	0,000	0,000
72	886,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
73	1207,1	0,0	1,1	0,0	0,000	0,000	0,000
74	965,3	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
75	1110,1	0,0	23,2	0,0	0,000	0,000	0,000
76	1069,8	0,0	14,1	0,0	0,000	0,000	0,000
77	1062,8	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
78	672,5	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
79	726,1	0,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
80	528,4	0,0	1078,0	0,0	0,000	0,015	0,000
81	1134,0	0,0	1356,4	0,0	0,000	0,018	0,000
82	506,8	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
83	834,5	0,0	1663,7	0,0	0,000	0,022	0,000
84	913,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
85	727,3	4,9	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
86	737,5	0,0	142,2	0,0	0,000	0,002	0,000
87	3464,4	0,0	0,2	0,0	0,000	0,000	0,000
88	602,6	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
89	636,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
90	1738,3	2,2	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000

91	365,6	0,0	7,5	0,0	0,000	0,000	0,000
92	356,3	0,0	49,7	0,0	0,000	0,001	0,000
93	741,4	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
94	665,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
95	2318,8	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
96	589,6	0,0	51,8	0,0	0,000	0,001	0,000
97	779,7	0,0	1,6	0,0	0,000	0,000	0,000
98	2101,2	1,2	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
99	512,6	0,0	17,1	0,0	0,000	0,000	0,000
100	3083,1	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
101	2987,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
102	949,1	5,5	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
103	1193,7	5,6	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
104	1388,1	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
105	288,8	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
106	923,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
107	2301,2	1,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
108	1721,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
109	1739,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
110	1726,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
111	2042,6	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
112	1606,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
113	1509,3	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
114	407,6	0,0	251,6	0,0	0,000	0,003	0,000
115	497,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
116	2473,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
117	1201,7	0,0	1,6	0,0	0,000	0,000	0,000
118	1339,7	0,3	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
119	1068,1	0,0	0,3	0,0	0,000	0,000	0,000
120	256,3	0,0	12,8	0,0	0,000	0,000	0,000
121	1610,0	2,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
122	6394,8	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
123	1712,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
124	4815,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
125	1488,9	0,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
126	1064,6	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
127	1165,2	0,0	0,2	0,0	0,000	0,000	0,000
128	1052,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
129	1043,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
130	969,9	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
131	870,9	0,0	0,2	0,0	0,000	0,000	0,000

132	5177,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
133	717,3	0,0	0,6	0,0	0,000	0,000	0,000
134	904,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
135	745,3	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
136	838,0	0,0	0,3	0,0	0,000	0,000	0,000
137	817,3	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
138	783,7	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
139	1322,7	0,0	1,2	0,0	0,000	0,000	0,000
140	1319,0	0,2	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
141	1202,1	40,5	0,0	0,0	0,001	0,000	0,000
142	1278,2	0,0	0,2	0,0	0,000	0,000	0,000
143	5653,8	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
144	1003,6	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
145	263,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
146	2956,5	7,7	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
147	5859,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
148	2413,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
149	2058,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
150	1973,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
151	1880,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
152	585,2	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
153	1143,3	0,0	1,1	0,0	0,000	0,000	0,000
154	490,2	0,8	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
155	1025,9	0,2	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
156	753,4	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
157	2407,3	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
158	1505,2	0,0	0,6	0,0	0,000	0,000	0,000
159	2260,2	2,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
160	1638,3	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
161	283,3	0,0	95,8	0,0	0,000	0,001	0,000
162	1346,7	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
163	1362,5	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
164	1278,5	8,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
165	1287,7	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
166	2769,5	0,0	3,7	0,0	0,000	0,000	0,000
167	1246,3	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
168	1416,4	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
169	1601,0	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
170	1085,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
171	1771,9	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
172	1943,7	0,0	0,1	0,0	0,000	0,000	0,000
173	1033,2	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
174	1105,5	5,9	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
175	501,3	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
176	1590,9	0,0	1630,9	0,0	0,000	0,022	0,000
Σ	445593,7	72283,0	67039,7	0,0	0,976	0,905	0,000
ΣM		74083,3	74083,3	0,0			
%		97,57	90,49				

8- Résultats numériques

Les résultats numériques d'efforts de compression dans les bielles de compression des clé béton de rive sont présentés par la figure suivante :



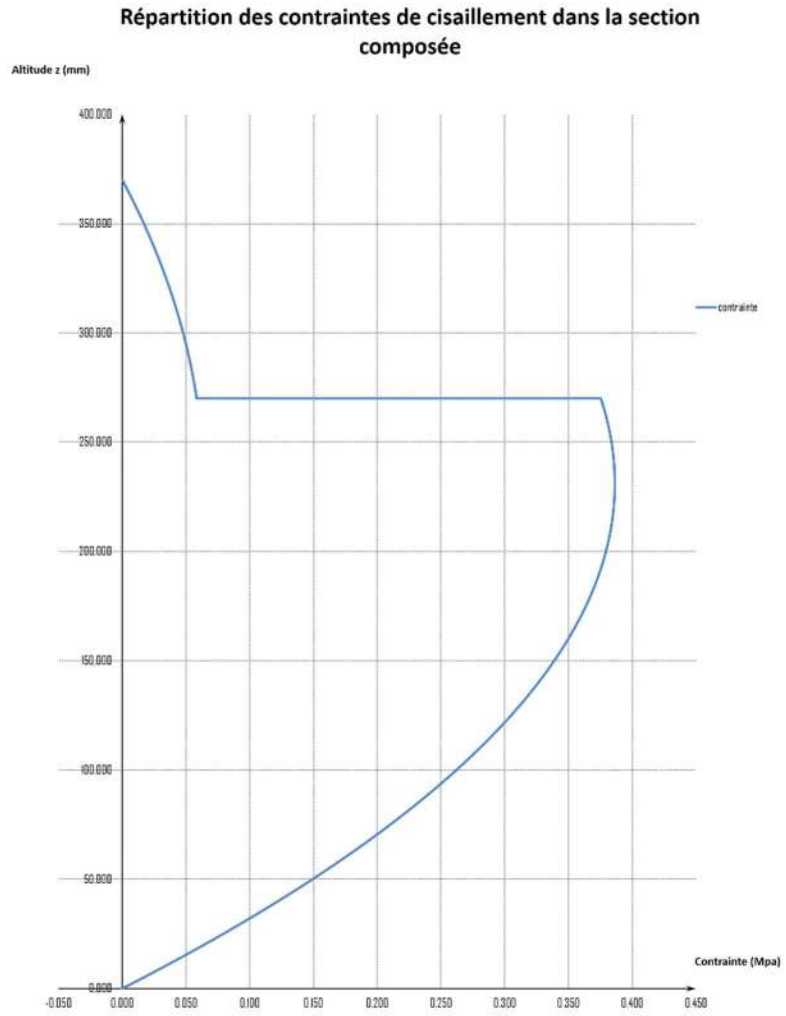
L'effort maximal observé est $N_{Ed,max} = 1{,}955\ kN$.

Annexe 3 : Combinaisons de charges : Projet Le Sillon

État limite	Type de situation	Combinaison	Numéro de la combinaison	Module de matériaux et raideur de connexion utilisée
ELU permanente (t_0)	Situation très rare	$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty}$	C01	E_c E_t K_{ser} K_u
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q + 1{,}5\Delta HT_2$	CO2	
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q + 1{,}5\Delta HT_1$	CO7	
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q$	C03	
ELU permanente (t_∞)	Situation très rare	$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty}$	CO4	$E_{c,ELU,\infty}$ $E_{t,\infty}$ $K_{ser,\infty}$ $K_{u,\infty}$
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q + 1{,}5\Delta HT_2$	CO5	
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q + 1{,}5\Delta HT_1$	CO8	
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q$	CO6	
ELS Caractéristique (t_0)	Situation Rare	$Q + \Delta HT_1$	CO11	E_c E_t K_{ser}
		$Q + \Delta HT_2$	CO12	

ELS Quasi-permanente (t_0)				K_u
	Situation quasi permanente	$G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{td,\infty} + 0{,}3Q + \Delta HT_2$	CO13	E_c E_t K_{ser} K_u
		$G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{td,\infty} + 0{,}3Q + \Delta HT_1$	CO15	
ELS Quasi-permanente (t_∞)	Situation quasi permanente	$G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{td,\infty} + 0{,}3Q + \Delta HT_2$	CO20	$E_{c,ELU,\infty}$ $E_{t,\infty}$ $K_{ser,\infty}$ $K_{u,\infty}$
		$G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{td,\infty} + 0{,}3Q + \Delta HT_1$	CO21	
ELU incendie	Situation accidentelle	$G_1 + G_2 + \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{td,\infty} + 0{,}3Q$	CO10	
ELU permanent ($t_{3à7ans}$)	Situation très rare	$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty}$	CO16	
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q + 1{,}5\Delta HT_2$	CO17	$E_{c,3à7ans}$ $E_{t,3à7ans}$ $K_{u,3à7ans}$ $K_{ser,3à7ans}$
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q + 1{,}5\Delta HT_1$	CO18	
		$1{,}35G_1 + 1{,}35G_2 + 1{,}35\varepsilon_{cd,\infty} + 1{,}35\varepsilon_{td,\infty} + 1{,}5Q$	CO19	

Annexe 4 : Vérification des vis de l'assemblage en appui



Le diagramme des contraintes de cisaillement suite une parabole progressive depuis l'arase inférieure des poutres (altitude = 0mm) puis chute drastiquement au transfert dans la partie béton (altitude 270mm).

Le calcul d'intégrale montre que la nervure bois remonte à elle seule environ 75% de l'effort tranchant total de la poutre composite bois-béton, cette donnée est issue directement de la RDM.

Le MEF précédemment développé permet de retrouver l'effort tranchant dans la poutre à remonter aux appuis de manière simple en prenant en compte précisément l'influence des phénomènes de gonflement / retrait liés à l'humidité et la température de chaque composant des planchers.

a) Données de calculs

$Vz_{,Nervure}$	23,328	kN
kmod	0,8	
gamma	1,3	
Diamètre de la vis (d_m)	11	mm
Longueur de la vis	340	mm
Longueur efficace de la vis dans le bois (l_{ef})	290	mm
Résistance caractéristique de la vis à la traction ($F_{ax,k}$)	40,28	kN
Angle d'inclinaison de la vis (α)	90°	
Épaisseur de la platine (t_p)	10	mm
Résistance ultime de la platine (f_u)	360	MPa
$F_{v,Ed} = k_1.Vz_{,Nervure} = 1{,}3 \times 23{,}328$	30,326	kN
$F_{v,Ed/vis} = \frac{F_{v,Ed}}{2} = \frac{30{,}326}{2}$	15,163	kN

b) Vérification du poinçonnement de la vis dans la platine

$$F_{P,Rd} = F_{P,Rd} = \frac{0{,}6.\pi.d_m.t_p.f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}6 \times \pi \times 11 \times 10 \times 360}{1{,}1} = 67{,}85\ kN$$

$F_{v,Ed/vis} \leq F_{P,Rd}$ (Condition vérifiée).

c) Vérification de la résistance à la traction de la vis

$F_{T,Rd/vis} = 38\ kN$ (Valeur de la fiche technique du fabricant).

$F_{v,Ed/vis} \leq F_{T,Rd/vis}$ (Condition vérifiée).

d) Vérification de l'arrachement de la vis dans le bois

$$F_{ax,Rk} = \frac{(2 \times 0{,}9) \times 40{,}28}{1{,}2 \times \cos(90)^2 + \sin(90^2)} = 72{,}50\ kN$$

$$F_{ax,Rd} = \frac{0{,}8 \times 72{,}5}{1{,}3} = 44{,}61\ kN$$

$F_{v,Ed} \leq F_{ax,Rd}$ (Condition vérifiée).

Vérification	Formule	Valeur	Condition
Vérification du poinçonnement de la vis dans la platine	$F_{P,Rd} = \frac{0{,}6.\pi.d_m.t_p.f_u}{\gamma_{M2}}$	$67{,}85\ kN$	$F_{v,Ed/vis} \leq F_{P,Rd}$ (Condition vérifiée).
Vérification de la résistance à la traction de la vis	$F_{T,Rd/vis}$ (Valeur de la fiche technique du fabricant).	$38\ kN$	$F_{v,Ed/vis} \leq F_{T,Rd/vis}$ (Condition vérifiée).
Vérification de l'arrachement de la vis dans le bois	$F_{ax,Rk} = \frac{n_{ef}.f_{ax,k}.d.l_{ef}}{1{,}2\ co\ (\alpha)^2+sin(\alpha)^2}$ $F_{ax,Rd} = \frac{k_{mod}.F_{ax,Rk}}{\gamma_M}$	$F_{ax,Rk} = 72{,}50\ kN$ $F_{ax,Rd} = 44{,}61\ kN$	$F_{v,Ed} \leq F_{ax,Rd}$ (Condition vérifiée).