CSTB
le futur en construction

Direction Sécurité, Structures et Feu
Division Recherche et Ingénierie pour la Sécurité des Constructions

Référence : 00169255

APPRÉCIATION DE LABORATOIRE N°AL24-381

POUR AVIS TECHNIQUE OU DOCUMENT TECHNIQUE D'APPLICATION (DTA)

Évaluation de la résistance au feu des planchers mixtes bois-béton réalisés à l'aide du procédé TECNARIA

Demandeur :
TECNARIA SpA
55 VIALE PACORI GIRALDI
Bassano del Grappa 36061
Italie

Rédacteur(s)	Vérificateur	Approbateur	Version	Date
Maria BLASONE	Manuel MANTHEY	Seddik	1.0	30/10/2026

Durée de validité : 5 ans soit jusqu'au 31/10/2031

La reproduction de ce document n'est autorisée que sous la forme de fac-similé photographique intégral, sauf accord particulier du CSTB.

Ce document comporte 30 pages.

APPRÉCIATION DE LABORATOIRE N°AL24-381

POUR AVIS TECHNIQUE OU DOCUMENT TECHNIQUE D'APPLICATION (DTA)

Évaluation de la résistance au feu des planchers mixtes bois-béton réalisés à l'aide du procédé TECNARIA

Version	Date	Principales modifications effectuées	Partie modifiée
1.0	30/10/2026	- Création	/

SOMMAIRE

1. OBJET 4
2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCES 4
3. DOCUMENTS FOURNIS PAR LE DEMANDEUR 4
4. DESCRIPTION ET DOMAINE D'EMPLOI DU PROCÉDÉ 5
4.1. DESCRIPTION DU PROCEDE 5
4.1.1. Caractéristiques des composants 5
4.2. DOMAINE D'EMPLOI 7
5. ANALYSE ET JUSTIFICATIONS 8
5.1. METHODE GENERALE 8
5.1.1. Calcul section résiduelle des poutres en bois 8
5.1.2. Calcul section résiduelle dalle en béton 8
5.1.3. Efficacité de la connexion métallique 9
5.1.4. Calcul de la rigidité efficace en flexion 9
5.1.5. Vérification du connecteur métallique 10
5.1.6. Vérification des contraintes 10
5.1.7. Méthode simplifiée 12
5.2. COEFFICIENTS DE REDUCTION DE LA RESISTANCE ET DE LA RAIDEUR DE LA CONNEXION 12
5.2.1. Essais de cisaillement sur la connexion poutre/dalle avec connecteur « MAXI » 12
5.2.2. Analyses des résultats d'essais sur la fixation 14
5.2.3. Généralisation et formulation des coefficients de réduction 17
6. CONCLUSION 19
7. VALIDITÉ 19
ANNEXE 1: SECTIONS DES PLANCHERS TESTES AU CSTB 21
ANNEXE 2: COURBES DEPLACEMENT RELATIF VS CHARGEMENT PAR CONNECTEUR . 23
ANNEXE 3: TEMPERATURES CONNECTEURS METALLIQUES 24
ANNEXE 4: CALCULS DE TRANSFERTS THERMIQUES REALISES AVEC LE LOGICIEL SAFIR 25
ANNEXE 5: NOTE DE CALCUL DE VERIFICATIONS AU FEU A 60 MINUTES 27

APPRÉCIATION DE LABORATOIRE N°AL24-381

1. OBJET

L'objet de cette Appréciation de laboratoire destinée à un Avis Technique (ATec) ou un Document Technique d'Application (DTA) au sens de l'article 18 de l'arrêté du 22 mars 2006 du ministère de l'Intérieur est d'estimer le degré de résistance au feu des planchers mixtes bois-béton réalisés à l'aide du procédé TECNARIA par la société TECNARIA SpA.

L'aptitude à l'usage du procédé visé dans le présent document doit faire l'objet d'une évaluation technique favorable. À ce titre, le domaine d'emploi est limité au plus restrictif entre celui défini dans le paragraphe 4.2 du présent document et celui défini dans l'évaluation technique.

L'étude est établie sur la base du dossier présenté par le demandeur.

2. DOCUMENTS DE RÉFÉRENCES

[1] NF EN 1990 « Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures » - Mars 2003

[2] NF EN 1991-1-1 « Eurocode 1 : actions sur les structures - Partie 1-1 : actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments » - Mars 2003

[3] NF EN 1995-1-1 « Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments » - Juillet 2014

[4] NF EN 1995-1-2 - Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-2 : Généralités – Calcul des structures au feu, Septembre 2005.

[5] prEN 1995-1-2 (2023-05-09) « Eurocode 5 - Calcul des structures en bois – Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu » - 09/05/2023.

[6] NF EN 1992-1-2 – Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu – 2005.

[7] NF EN 1992-1-– Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments" – 2005.

3. DOCUMENTS FOURNIS PAR LE DEMANDEUR

[8] Dossier technique du demandeur Tecnaria.

[9] Rapport d'essai n°DSSF24-39048_V1, CSTB, 01/10/2026

4. DESCRIPTION ET DOMAINE D'EMPLOI DU PROCÉDÉ

4.1. Description du procédé

Le procédé est un plancher mixte bois-béton associant des poutres en bois massif ou lamellé collé et une dalle en béton armé coulée en place. La liaison entre les poutres en bois et la dalle en béton est assurée par des connecteurs métalliques de type « ergots » avec plaque de fixation vissée le long de l'interface bois-béton.

Les connecteurs peuvent avoir trois types de fixation, « BASE », « MAXI » ou « OMEGA » avec respectivement des tire fonds de 8 mm de diamètre pour le premier et de 10 mm de diamètre pour les deux autres. Le bois peut être un bois massif (résineux ou feuillus) ou un bois lamellé-collé (résineux).

Les revêtements de sol et les plafonds compatibles avec les planchers sont définis dans l'Évaluation Technique du procédé.

Le procédé est utilisable sur supports verticaux en béton, bois, métal ou maçonnés.

4.1.1. Caractéristiques des composants

4.1.1.1. Dalle en béton armé

Le béton structurel est conforme aux exigences formulées selon la NF EN 1992-1-1 (octobre 2005). La classe de résistance du béton minimum est C20/25 selon la NF EN 206/CN.

Les armatures de la dalle sont constituées essentiellement de treillis soudé, selon les indications de la norme NF EN 1992-1-1. Dans certains cas, des barres supplémentaires sont prévues et des étriers (cadres) peuvent être mis en place au droit des poutres, de façon à assurer la continuité de la connexion sur toute la section de béton coulée au-dessus des poutres bois.

Note : pour assurer une résistance au feu, en plus de respecter les vérifications du paragraphe 5 du présent document, la dalle doit avoir les dimensions minimums suivantes :

- **60 mm de hauteur pour une exposition à un feu ISO 834 de 30 minutes,**
- **80 mm pour une exposition à un feu ISO 834 de 60 minutes,**
- **100 mm pour une exposition à un feu ISO 834 de 90 minutes,**
- **120 mm pour une exposition à un feu ISO 834 de 120 minutes.**

4.1.1.2. Fond de coffrage (lorsqu'il existe)

Dans le cas d'une rénovation, il est possible d'utiliser le platelage existant, s'il est en mesure de recevoir le béton, ou bien de le remplacer par un panneau de fond de coffrage, type OSB selon la norme NF EN 300, panneaux de particules P4/5/6/7 suivant la norme NF EN 312 et panneaux de contreplaqué selon la norme NF EN 636 . Les éventuelles autres solutions de fond de coffrage sont définies dans l'Évaluation Technique.

Ces solutions peuvent également être mises en œuvre pour les planchers neufs.

Dans le cas de pose de connecteur sur le platelage, son épaisseur n'excèdera pas 40 mm.

4.1.1.3. Poutres et solives

Les poutres et solives entrant dans la conception des planchers et destinées à recevoir les connecteurs doivent être de caractéristiques de qualité suivantes ou supérieures :

- Bois massif résineux, qualité minimum C18 selon la norme NF EN 14081 pour les chantiers neufs et C16 en réhabilitation ;
- Bois massif feuillus, qualité minimum D30 selon la norme NF EN 1408. Les classes D18 et D24 peuvent également être admises lorsqu'elles sont explicitement prévues dans l'Évaluation Technique ;
- Bois Lamellé collé, qualité minimum GL24 selon la norme NF EN 14080.

Les solives, pour pouvoir recevoir la connexion, devront avoir les dimensions minimums suivantes : 60 mm de large et 80 mm de hauteur.

Note : pour assurer une résistance au feu, en plus de respecter les vérifications au paragraphe 5 du présent document, les solives, devront avoir les dimensions minimums suivantes (sous réserve d'une longueur de vis adéquate) :

- **100 mm de large et 160 mm de hauteur pour une exposition à un feu ISO 834 de 30 minutes ;**
- **120 mm de large et 160 mm de hauteur pour une exposition à un feu ISO 834 de 60 minutes ;**
- **170 mm de large et 210 mm de hauteur pour une exposition à un feu ISO 834 de 90 minutes ;**
- **190 mm de large et 240 mm de hauteur pour une exposition à un feu ISO 834 de 120 minutes.**

4.1.1.4. Connecteurs métalliques

Les connecteurs BASE sont composés d'une plaque métallique de base de 50 X 50 X 3,8 mm, modelée à crampons, ayant deux orifices pour l'introduction de deux vis tirefonds de Ø 8 mm de diamètre avec tête tronconique et d'un ergot en acier zingué de 12 mm de diamètre, assemblé à la plaque par calquage à froid.

Les hauteurs d'ergot disponibles sont : 20, 30, 40, 60, 70, 80, 105, 125, 150, 175 et 200 mm, associées à des longueurs de vis de 70, 100 et 120 mm.

Les connecteurs MAXI sont composés d'une plaque de base de 75 X 50 X 3,8 mm, modelée à crampons, ayant deux orifices pour l'introduction de deux vis tirefonds de Ø 10 mm de diamètre avec tête tronconique et d'un ergot en acier zingué de 12 mm de diamètre, assemblé à la plaque par calquage à froid. Les hauteurs d'ergot disponibles sont : 20, 30, 40, 60, 70, 80, 105, 125, 150, 175 et 200 mm, associées à des longueurs de vis de 100, 120 et 140 mm.

Le connecteur CVT 40 OMEGA se compose d'une plaque pliée de 30 mm de large, 90 mm de long et 4 mm d'épaisseur avec un orifice pour l'introduction d'une vis tirefonds de Ø 10 mm de diamètre avec tête tronconique de longueur 100, 120 ou 140 mm.

La longueur des tirefonds à employer dépend des dimensions du support sur lequel ils seront fixés et de la méthode de pose prise en compte dans le calcul.

La connexion assure la transmission d'efforts de cisaillement entre la dalle en béton (principalement soumise à de la compression) et les solives en bois (principalement soumise à de la traction). Le tableau ci-dessous indique les valeurs de résistance en cisaillement caractéristique et les modules de glissement des connecteurs :

Tableau 4-1 Modules de glissement et résistance en cisaillement caractéristique

Connecteur	Platelage	Bois	$F_{v,Rk}$	K_{ser}	K_u
			kN	kN/mm	kN/mm
BASE	sans	C16, GL24 et +	17,2	17,9	9,99
		D30 et +	19,5	16,5	9,87
	20mm	C16, GL24 et +	8,96	4,00	2,49
		D30 et +			
	40mm	C16, GL24 et +	5,86	1,43	1,20
		D30 et +			
MAXI	sans	C16, GL24 et +	19,3	18,6	10,4
		D30 et +	24,5	21,2	13,6
	20mm	C16, GL24 et +	15,0	7,68	4,35
		D30, GL24 et +			
	40mm	C16, GL24 et +	11,3	3,06	2,66
		D30 et +			
CVT 40 OMEGA	20 mm	C16, GL24, D24 et +	7,89	2,09	1,48
	40 mm	C16, GL24, D24 et +	6,64	1,89	1,32

4.2. Domaine d'emploi

Le procédé est utilisé pour la réalisation d'ouvrages de structure en classes de service 1 et 2 au sens de la norme NF EN 1995-1-1 et en classes d'emploi 1 et 2 au sens de la norme NF EN 335.

L'Avis est formulé pour une utilisation en zone de sismicité 1 à 4 pour les bâtiments de catégorie d'importance I à IV et zone 5 pour les bâtiments de catégories d'importance I et II au sens de l'article 3 de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié.

Le domaine d'emploi proposé est limité aux locaux à faible ou moyenne hygrométrie, à l'exclusion des locaux à forte et très forte hygrométrie, c'est à dire ceux pour lesquels W/n > 5g/m3, avec :

- W = quantité de vapeur d'eau produite à l'intérieur du local par heure
- n = taux horaire de renouvellement d'air

Dans le cas d'une utilisation en vide sanitaire, le vide sanitaire doit être bien ventilé en respectant les conditions définies dans le NF DTU 31.2 et le §5.2.2 du DTU 51.3.

5. ANALYSE ET JUSTIFICATIONS

5.1. Méthode générale

Le calcul de résistance se fait selon la méthode développée pour l'ELU en situation hors incendie, sur la base des sections réduites, et avec les coefficients de sécurité matériaux préconisés par les Eurocodes en situation accidentelle.

5.1.1. Calcul section résiduelle des poutres en bois

Les vitesses de combustion fictive β_n sont données dans la norme NF EN 1995-1-2.

Les dimensions de la section réduite peuvent être déterminées en soustrayant à chaque face exposée au feu une profondeur de carbonisation efficace au sens du § 4.2.2 (1) de la NF EN 1995-1-2 :

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = \beta_n t + k_0 d_0$$

avec d_0 selon la NF EN 1995-1-2 en vigueur et $k_0 = 1$ pour t ≥ 20 minutes et $k_0 = t/20$ pour t < 20 minutes.

Les dimensions efficaces de la poutre $(h_{3,fi}, b_{3,fi})$ en prenant en compte la carbonisation sont donc :

$$\begin{cases} h_{3,fi} = h_3 - d_{ef} \\ b_{3,fi} = b_3 - 2 \times d_{ef} \end{cases}$$

Avec h_3 et b_3 hauteur et largeur de la section de bois initiale. L'indice 3 correspond à l'identification de la poutre en bois conformément à la notation de l'avis technique objet de cette évaluation.

5.1.2. Calcul section résiduelle dalle en béton

Sous l'effet de l'échauffement, les caractéristiques du béton s'affaiblissent. Pour des sections en flexion simple l'effet global est assez faible car seul le béton comprimé participe à la résistance de l'ensemble. Néanmoins, il est préconisé de calculer la section résiduelle de béton par la méthode de l'isotherme 500°C de l'Eurocode 2 partie 1-2, en négligeant l'effet de masque du coffrage bois.

Le tableau 5.1 donne l'épaisseur de la dalle en béton à T > 500°C en fonction du temps d'exposition au feu ISO 834 pour toute configuration possible lorsqu'une résistance au feu est requise.

Tableau 5-1 Epaisseur de la dalle en béton à T > 500°C en fonction du temps d'exposition au feu

Epaisseur de la dalle en béton à T > 500°C en cm							
Temps (min)	Epaisseur initiale de la dalle en cm						
	6	7	8	10	12	15	20
30	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**	**1.4**
60	**-**	**-**	**2.3**	**2.3**	**2.3**	**2.3**	**2.3**
90	**-**	**-**	**-**	**3.3**	**3.2**	**3.1**	**3.1**
120*	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**4.2**	**4.2**

Une partie de la traction dans la section mixte est reprise par les armatures. Leur résistance est aussi affaiblie sous l'effet de l'échauffement.

5.1.3. Efficacité de la connexion métallique

L'effet du feu sur la connexion est pris en compte en affectant à la résistance et à la rigidité de la connexion en cisaillement, les coefficients d'affaiblissement $\eta_{R,fi}$ et $\eta_{K,fi}$.

La résistance de la connexion en situation d'incendie s'écrit alors :

$$\boldsymbol{R_{con,fi} = \eta_{R,fi} \frac{k_{fi,con} \mathrm{x}\, F_{\mathrm{v,Rk}}}{\gamma_{M,fi}}} \text{ avec } \boldsymbol{\gamma_{M,fi} = 1} \text{ et } \boldsymbol{k_{fi,con} = 1.05}$$

La rigidité de la connexion, pour les états limites ultimes, en situation d'incendie s'écrit :

$$\boldsymbol{K_{u,fi} = \eta_{K,fi}\, K_u}$$

$F_{\mathrm{v,Rk}}$ et K_u sont rappelées dans le Tableau 4-1. $\eta_{R,fi}$ et $\eta_{K,fi}$ sont définies au paragraphe 5.2.3.

5.1.4. Calcul de la rigidité efficace en flexion

Le coefficient de pondération de la quantité de rigidité en flexion apportée par la section résiduelle de bois s'écrit :

$$\gamma_{3,fi} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times E_3 \times A_{3,fi} \times s}{K_{u,fi} \times l^2}}$$

Où :

- $\boldsymbol{E_3}$ est le Module d'élasticité du bois ;
- $\boldsymbol{A_{3,fi}}$ est l'aire de la section résiduelle de bois (mm²) ;
- $\boldsymbol{s}$ est l'espacement entre connecteurs (mm) ;
- $\boldsymbol{l}$ est la portée du plancher (mm) ;

La distance reliant l'axe neutre du fond du coffrage à l'axe neutre de la section mixte s'écrit :

$$a_{2,fi} = \frac{E_1 \times A_{1,fi} \times \frac{(h_{1,fi} + h_{2,fi})}{2} - \gamma_{3,fi} \times E_3 A_{3,fi} \times \frac{(h_{2,fi} + h_{3,fi})}{2}}{E_1 \times A_{1,fi} + \gamma_{3,fi} \times E_3 \times A_{3,fi}}$$

Où :

- $\boldsymbol{E_1}$ est le Module d'élasticité du béton (MPa) ;
- $\boldsymbol{A_{1,fi}}$ est l'aire de la section résiduelle de béton (mm²) ;
- $\boldsymbol{h_{1,fi}}$ est la hauteur de la section résiduelle de béton (mm) ;
- $\boldsymbol{d_1}$ est l'épaisseur de la dalle dont la température est supérieure à 500 °C (mm)*;*
- $\boldsymbol{h_2}$ est l'épaisseur du fond de coffrage ou, plus généralement, l'épaisseur totale de la zone ne contribuant pas à la rigidité en flexion de la section mixte (mm)*;*
- $\boldsymbol{h_{2,fi} = h_2 + d_1}$ (mm)*;*
- $\boldsymbol{h_{3,fi}}$ est la hauteur de la section résiduelle de bois (mm) ;

La distance du centre de la section résiduelle de béton à l'axe neutre s'écrit alors :

$$a_{1,fi} = \frac{(h_{2,fi} + h_{1,fi})}{2} - a_{2,fi}$$

La distance du centre de la section résiduelle de bois à l'axe neutre s'écrit :

$$a_{3,fi} = \frac{(h_{2,fi} + h_{3,fi})}{2} + a_{2,fi}$$

La rigidité efficace en flexion vaut donc:

$$(\boldsymbol{EI})_{\boldsymbol{ef,fi}} = \boldsymbol{E_1 I_{1,fi}} + \boldsymbol{E_1 A_{1,fi} a_{1,fi}^2} + \boldsymbol{E_3 I_{3,fi}} + \boldsymbol{\gamma_{3,fi} E_3 A_{3,fi} a_{3,fi}^2}$$

avec :

- $\boldsymbol{I_{1,fi}}$ est le Moment d'inertie de la section résiduelle de bois (mm^4) ;
- $\boldsymbol{I_{3,fi}}$ est le Moment d'inertie de la section résiduelle de béton (mm^4) .

5.1.5. Vérification du connecteur métallique

La charge sur l'organe d'assemblage est prise selon :

$$F_{con,fi} = \frac{\gamma_{3,fi} \times E_3 \times A_{3,fi} \times a_{3,fi} \times s \times V_{ed,fi}}{(EI)_{ef,fi}}$$

Avec $V_{ed,fi}$ effort tranchant en situation d'incendie.

Il convient de vérifier que :

$$\boldsymbol{F_{con,fi} \leq R_{con,fi}}$$

5.1.6. Vérification des contraintes

5.1.6.1. Poutre en bois

La contrainte de flexion dans le bois s'écrit :

$$\sigma_{m,3} = \frac{0{,}5 \times E_3 \times h_{3,fi} \times M_{ed,fi}}{(EI)_{ef,fi}}$$

La contrainte normale du bois induite pas la mixité s'écrit :

$$\sigma_{n,3} = \frac{\gamma_{3,fi} \times E_3 \times a_{3,fi} \times M_{ed,fi}}{(EI)_{ef,fi}}$$

Avec $M_{ed,fi}$ moment de flexion en situation d'incendie.

Il convient de vérifier que :

$$\frac{\boldsymbol{\sigma_{n,3}}}{\boldsymbol{f_{t,o,k} \times k_{mod,fi} \times \frac{k_{fi,3}}{\gamma_{m,fi}}}} + \frac{\boldsymbol{\sigma_{m,3}}}{\boldsymbol{f_{m,k} \times k_{mod,fi} \times \frac{k_{fi,3}}{\gamma_{m,fi}}}} \leq \mathbf{1}$$

Avec :

$f_{t,0,k}$: Résistance en traction du bois à froid ;

$f_{m,,k}$: Résistance en flexion du bois à froid.

Pour la contrainte de cisaillement, il convient de vérifier que :

$$\boldsymbol{\tau_{3,fi} = \frac{E_3 \times \left(h_{3,fi}/2 + \gamma_{3,fi} \times a_{3,fi}\right)^2 \times V_{ed,fi}}{2 \times (EI)_{ef,fi} \times k_{cr}} \leq f_{v,k} \times \frac{k_{mod,fi}}{\gamma_{m,fi}} \times k_{fi,3}}$$

Avec $f_{v,k}$ résistance au cisaillement caractéristique et k_{cr} coefficient de fissuration défini dans l'EN 1995-1-1 au § 6.1.7.

Avec $k_{fi,3}$ défini dans l'EN 1995-1-2 au § 2.3.

Le CSTB préconise d'utiliser $k_{mod,fi}$=1.00 et $\gamma_{m,fi}$=1.

5.1.6.2. Dalle en béton

La contrainte de flexion dans le béton s'écrit :

$$\sigma_{m,1} = \frac{0{,}5 \times E_1 \times h_{1,fi} \times M_{ed,fi}}{(EI)_{ef,fi}}$$

La contrainte normale du béton induite pas la mixité s'écrit :

$$\sigma_{n,1} = \frac{E_1 \times a_{1,fi} \times M_{ed,fi}}{(EI)_{ef,fi}}$$

La compression maximale dans le béton vaut :

$$\sigma_c = \sigma_{n,1} + \sigma_{m,1}$$

Il convient de vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_c \leq f_{cdf} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{cm}}} \text{ avec } \boldsymbol{\gamma_{cm,fi} = 1}$$

La traction maximale dans le béton vaut :

$$\sigma_t = \sigma_{m,1} - \sigma_{n,1}$$

Il convient de vérifier la capacité de reprise de cette traction par les armatures. :

$$A_s \geq A_{s,min,fi} = \frac{\frac{1}{2}\sigma_t\left(\frac{h_{1,fi}}{2} - a_{1,fi}\right) \times s}{\alpha_s f_{yk}}$$

Avec f_{yk} limite caractéristique d'élasticité de l'acier des armatures, et s entraxe poutre. **La température des armatures, correspond au temps de résistance au feu requis et dois être calculée en fonction de l'enrobage pour déterminer α_s, le coefficient de réduction de la résistance de ces aciers.**

A titre d'exemple, pour un enrobage de 25 mm et une durée de 60 minutes, la température des armatures est égale à 474 °C. Un coefficient de réduction de la résistance caractéristique de 0,7 peut être considéré en accord avec les valeurs reportées dans l'Eurocode 2 partie 1.2 pour les aciers de béton armé laminés à chaud ou formés à froid.

Ainsi, pour une force de traction de 98,08 kN/m de dalle et une résistance des armatures en situation d'incendie de 350 N/mm² (correspondant à un coefficient de réduction de 0,70 appliqué à la résistance caractéristique f_{yk}=500 N/mm²), la section minimale d'armatures requise dans la dalle est de 2,96 cm²/m de dalle. Voir l'exemple présenté en annexe pour plus de détails.

Tableau 5-2 Température des aciers de la dalle en béton en fonction de l'enrobage et du temps d'exposition

Température des aciers de la dalle en béton en °C				
Temps	Enrobage des aciers en mm			
(min)	20	25	30	*35*
30	**337**	**295**	**227**	***191***
60	**520**	**474**	**396**	**353**
90	**625**	**574**	**500**	**455**

5.1.7. Méthode simplifiée

Une procédure de vérification simplifiée est également retenue pour justifier les systèmes TECNARIA pour une durée d'exposition jusqu'à 120 minutes (R120/REI120).

Elle consiste à négliger la présence de la connexion. Cela revient à la méthode générale décrite ci-dessus en considérant un facteur de glissement $\gamma_{3,fi}$ = 0.

Elle peut être appliquée pour la justification en situation d'incendie des planchers réalisés à l'aide de tout type de connecteur TECNARIA à condition que l'appui du plancher mobilise la dalle en béton et la poutre en bois.

5.2. Coefficients de réduction de la résistance et de la raideur de la connexion

5.2.1. Essais de cisaillement sur la connexion poutre/dalle avec connecteur « MAXI »

Six essais de cisaillement sur des planchers à échelle réduite ont été réalisés au CSTB. Les échantillons étaient constitués d'une poutre en bois lamellé-collé de longueur 1,20 m, connectée à une dalle en béton armé de dimensions 1,20 m × 0,60 m au moyen de trois connecteurs TECNARIA de type MAXI (hauteur d'ergot 60 mm ; longueur des deux vis 120 mm) espacés de 0,30 m.

Les sections des planchers testées sont présentées en Annexe 1. Six configurations ont été étudiées : trois avec fond de coffrage et trois sans fond de coffrage. Parmi ces configurations, trois dimensions de poutres en bois ont été considérées : une section de petite taille, une section intermédiaire et une section de plus grande dimension. En revanche, **l'épaisseur de la dalle est restée constante pour l'ensemble des essais, avec une valeur de 80 mm.**

Les corps d'épreuve ont été exposés au feu en sous-face. La poutre en bois lamellé-collé était exposée sur trois faces, tandis que la dalle en béton n'était soumise à l'action du feu qu'en sous-face. Lorsque

présent, le fond de coffrage, en OSB de 22 mm d'épaisseur, retarde l'exposition directe au feu de la dalle en béton jusqu'à sa chute complète, observée aux alentours de 30 minutes d'exposition au feu.

Les conditions d'échauffement du four étaient conformes à la courbe normalisée définie dans la norme ISO 834. Le chargement mécanique était appliqué en nez de dalle d'un côté de l'éprouvette, tandis que le déplacement de la poutre était bloqué à l'extrémité opposée. La dalle en béton pouvait de ce fait se déplacer librement selon l'axe horizontal.

La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente la maquette d'essai et les courbes de déplacement relatif en fonction du chargement par connecteur sont reportées dans l'annexe 2 distinctement pour chaque essai.

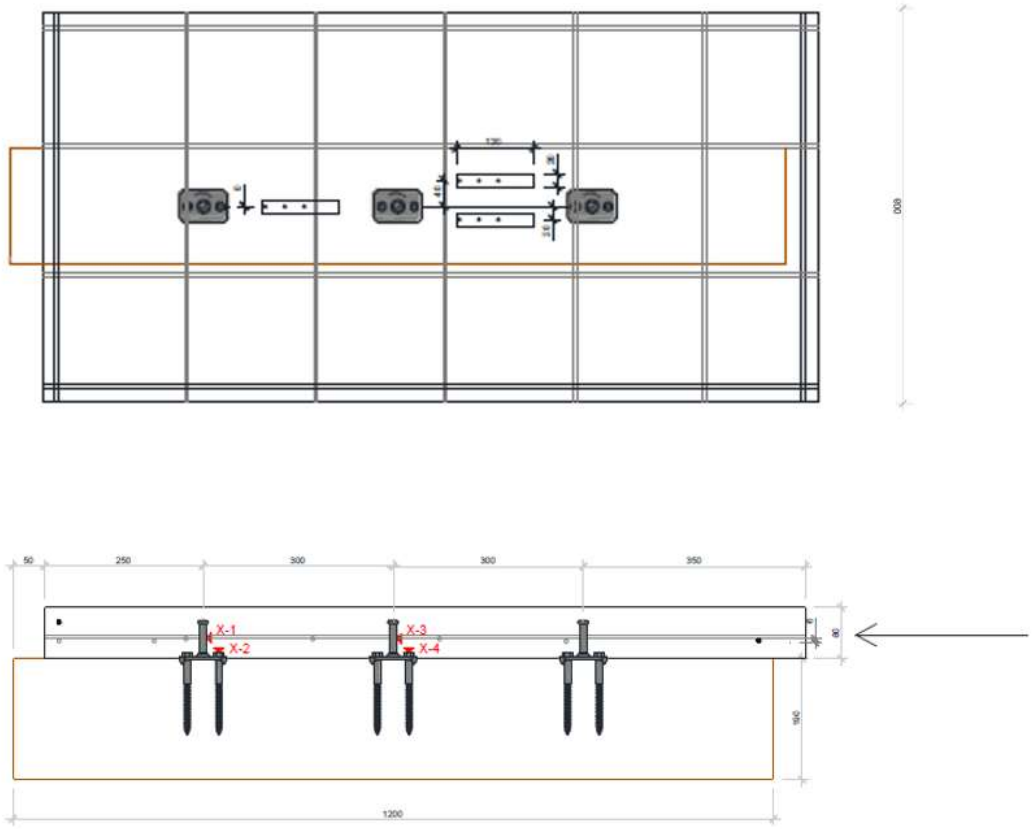


Figure 5-1 Maquette testée en cisaillement en condition d'incendie

Après un préchargement mécanique à froid (force horizontale maximale de préchargement d'environ 3 kN), les éprouvettes ont été exposées au feu pendant une durée d'au moins 60 minutes (force de préchargement maintenue pendant l'échauffement). Une fois le four arrêté, le chargement mécanique est augmenté progressivement jusqu'à la rupture de l'assemblage ou jusqu'à l'atteinte d'un déplacement horizontal relatif de 50 mm.

La Figure 5-2 montre une photographie du corps d'épreuve après essai.



Figure 5-2 Vue de la maquette testée à la sortie du four

5.2.2. Analyses des résultats d'essais sur la fixation

Les résultats d'essais sont synthétisés dans le

Le coefficient $\eta_{R,fi}(60)$ a été retenu de manière uniforme pour les différentes configurations avec et sans fond de coffrage, pour les trois classes de sections de poutres étudiées : sections de petite dimension (éprouvettes 5 et 2), intermédiaire (éprouvettes 1 et 4) et de grande dimension (éprouvettes 3 et 6). Ce choix s'inscrit dans une démarche d'harmonisation des résultats et de représentation globale du comportement observé.

Tableau 5-3 et le

Tableau 5-4, respectivement pour les configurations avec et sans fond de coffrage. Ces tableaux présentent notamment la force maximale par connecteur, $\mathbf{F_{max,}}$ mesurée lors du chargement à rupture après 60 minutes d'exposition au feu. Ils indiquent également la résistance de la connexion à froid $\boldsymbol{R_{20}}$ (définie par $\boldsymbol{k_{mod}}$ x $\boldsymbol{F_{v,Rk}}$), la résistance de la connexion à 60 minutes, $\mathbf{R_{con,fi}}(\mathbf{60})$, ainsi le rapport $\boldsymbol{\eta_{R,fi}}(\mathbf{60}) = \boldsymbol{R_{20}} / \mathbf{R_{con,fi}}$.

Le coefficient $\boldsymbol{\eta_{R,fi}}(\mathbf{60})$ a été retenu de manière uniforme pour les différentes configurations avec et sans fond de coffrage, pour les trois classes de sections de poutres étudiées : sections de petite dimension (éprouvettes 5 et 2), intermédiaire (éprouvettes 1 et 4) et de grande dimension (éprouvettes 3 et 6). Ce choix s'inscrit dans une démarche d'harmonisation des résultats et de représentation globale du comportement observé.

Tableau 5-3 : Résultats d'essais sur la fixation avec fond de coffrage

n° essai	F_{max} kN	$R_{20} = k_{mod} \times F_{v,Rk}$ kN	$R_{con,fi}(60)$ kN	$\eta_{R,fi}(60)$ -	K_u -	$K_{u,fi}(60)$ -	$\eta_{K,fi}(60)$ -
1	12,3	14,63	7,46	**0,51**	4,18	2,13	**0,51**
2	7,9	14,63	4,82	**0,33**	4,18	1,00	**0,24**
3	19,7	14,63	14,63	**1,0**	4,18	4,18	**1,00**

Tableau 5-4 : Résultats d'essais sur la fixation sans fond de coffrage

n° essai	F_{max} kN	$R_{20} = k_{mod} \times F_{v,Rk}$ kN	$R_{con,fi}(60)$ kN	$\eta_{R,fi}(60)$ -	K_u -	$K_{u,fi}(60)$ -	$\eta_{K,fi}(60)$ -
4	13,6	20,26	10,4	**0,51**	10,4	5,28	**0,51**
5	15,4	20,26	6,68	**0,33**	10,4	2,49	**0,24**
6	24,3	20,26	20,26	**1,00**	10,4	10,4	**1,00**

Par ailleurs, les tableaux regroupent la rigidité de la connexion en situation d'incendie, $K_{u,fi}(60)$, ainsi que le rapport entre la rigidité de calcul à l'état limite ultime à froid et celle mesurée à chaud. De la même manière, un coefficient de réduction de rigidité unique, $\eta_{K,fi}(60)$, a été adopté pour les trois classes de sections de poutres étudiées.

Les figures suivantes présentent les courbes force–glissement pour chaque configuration testée. Ces courbes permettent de visualiser $R_{con,fi}(60)$ et $K_{u,fi}(60)$. Pour l'évaluation de la rigidité, les glissements ont été remis à zéro au début du chargement mécanique appliqué après la phase d'exposition au feu, c'est-à-dire juste avant l'essai de rupture.

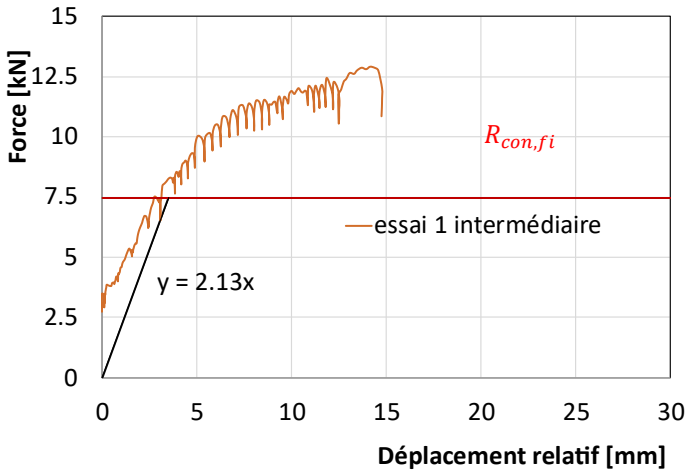


Figure 5-3 : Force versus glissement essai 1.

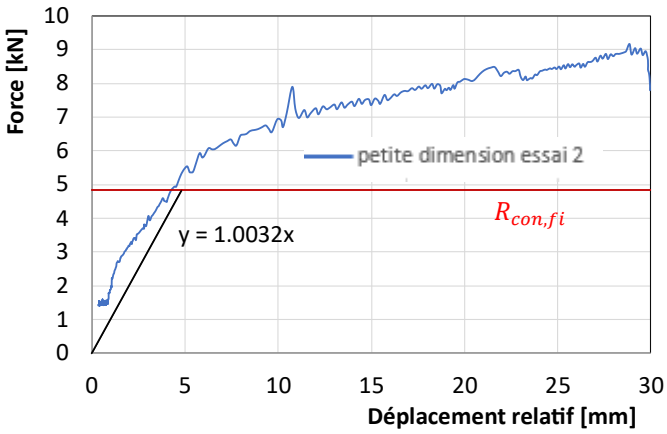


Figure 5-4 : Force versus glissement essai 2.

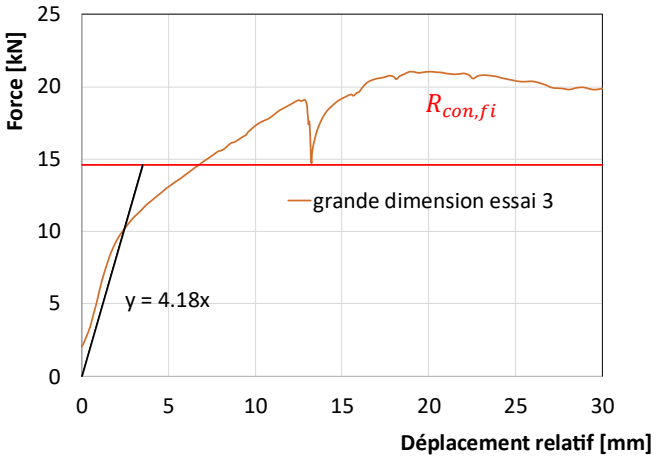


Figure 5-5 : Force versus glissement essai 3.

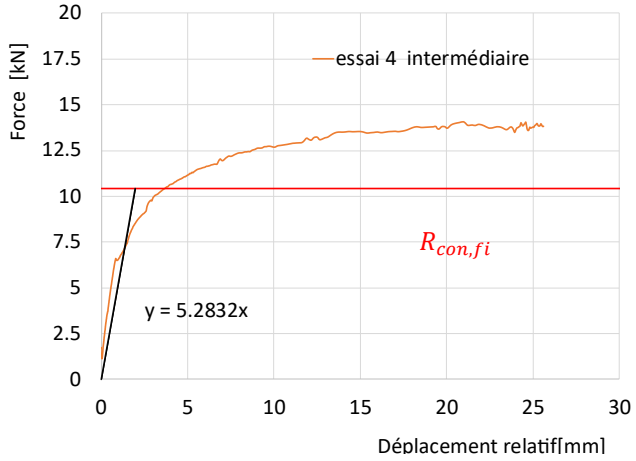


Figure 5-6 : Force versus glissement essai 4

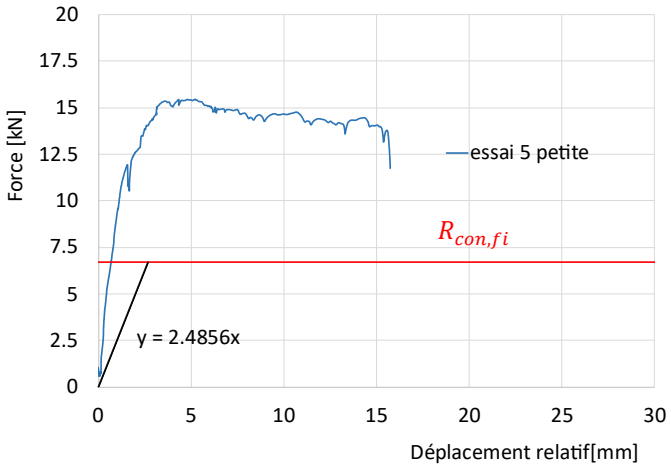


Figure 5-7 : Force versus glissement essai 5

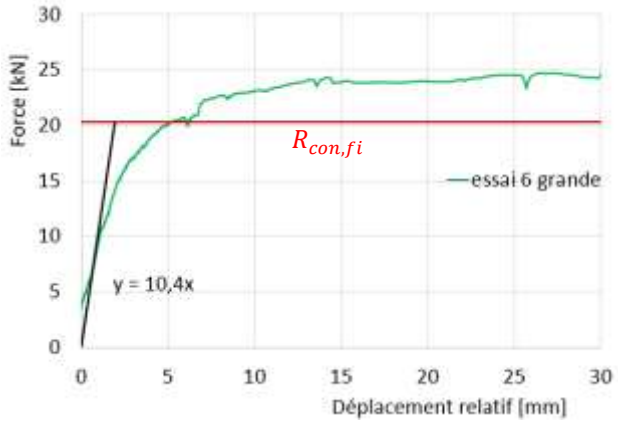
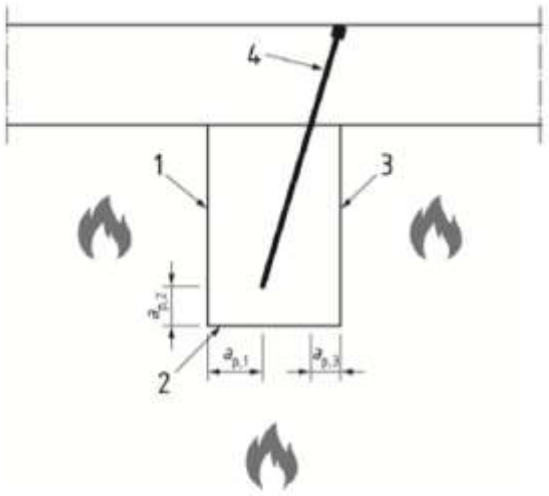


Figure 5-8 : Force versus glissement essai 6

5.2.3. Généralisation et formulation des coefficients de réduction

Les formules de calcul des coefficients de réduction de la résistance et de la raideur de la fixation sont inspirées du paragraphe 6.3 du projet de révision de la norme NF EN 1995-1-2 [5], relatif aux assemblages à l'aide d'organes d'assemblage mécaniques soumis à un effort axial. Les principaux paramètres intervenant dans ces expressions sont le temps requis de résistance au feu, t_{req}, ainsi que la distance minimale entre l'organe de fixation et les faces exposées au feu de la poutre en bois, a_p, telle que définie à la Figure 5 9.



Légende

1, 2, 3	faces exposées au feu
4	organes d'assemblage mécaniques
$a_{p,i}$	distance par rapport à la face exposée au feu *i*, en mm

Figure 5-9 Paramètres pour déterminer la réduction de résistance et raideurs des connecteurs

Le coefficient de réduction de la résistance $\eta_{R,fi}$ et le coefficient de réduction de la raideur $K_{u,fi}$ s'écrivent :

- $$\eta_{R,fi} = \begin{cases} 0 & pour\ a_p < t_{req} \\ \dfrac{0.44\,a_p - 0.264\,t_1}{0.2\,t_1 + 5} & pour\ t_{req} \le a_p < t_{req} + 10 \\ \dfrac{0.56\,a_p - 0.36\,t_1 + 7.32}{0.2\,t_1 + 23} & pour\ t_{req} + 10 \le a_p < t_{req} + 30 \\ 1.0 & pour\ a_p \ge t_{req} + 30 \end{cases}$$

$$avec\ t_1 = t_{req} \times 1.25$$

- $$\eta_{K,fi} = \begin{cases} 0 & pour\ a_p < t_{req} \\ \dfrac{0.2\,a_p - 0.12\,t_2}{0.2\,t_2 + 3} & pour\ t_{req} \le a_p < t_{req} + 10 \\ \dfrac{0.8\,a_p - 0.6\,t_2 + 1.8}{0.2\,t_2 + 21} & pour\ 0.8\,t_{req} + 10 \le a_p < t_{req} + 30 \\ 1.0 & pour\ a_p \ge t_{req} + 30 \end{cases}$$

$$avec\ t_2 = t_{req} \times 1.12$$

Les formules ci-avant ont été adaptées, respectivement, pour la résistance et la rigidité à partir de celles décrites dans le §9.3 et le §7.2.5.2 du Pr EN1995 partie 1-2 [5] . A ce titre, deux coefficients 1,25 et 1,12 ont été appliqués à t_{req} afin de correspondre à la caractérisation expérimentale décrite dans le §5.2.2. Cette démarche a été menée d'une manière enveloppe et sécuritaire.

6. CONCLUSION

La méthode de vérification proposée vise à tenir compte de l'effet du feu sur la résistance des planchers mixtes bois-béton réalisés à l'aide du procédé TECNARIA, en se référant aux modèles de comportement du bois selon l'Eurocode 5 partie 1-2 et ceux du béton armé selon l'Eurocode 2 partie 1-2.

Lorsque tous les paramètres du modèle de calcul sont déterminés pour la situation d'incendie, la procédure de vérification se réalise comme en situation normale, en tenant compte des propriétés mises à jour :

- Les sections réduites doivent être prises en comptes,
- Les rigidités sont recalculées avec les sections réduites,
- La résistance et le module de rigidité des connecteurs métalliques au Tableau 4-1 sont recalculés en tenant compte des coefficients de réduction obtenue selon les formules au paragraphe **§**5.2.3,
- Les sollicitations sont à redéterminer avec la combinaison de charges en situation d'incendie.

La procédure de calcul est décrite dans le §5.1. Un exemple d'application est donné à l'annexe 4.

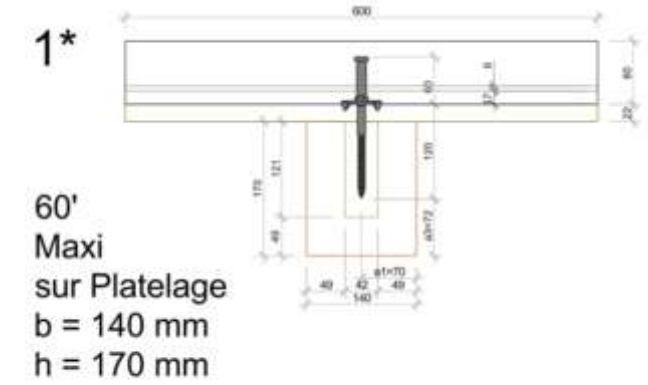
7. VALIDITÉ

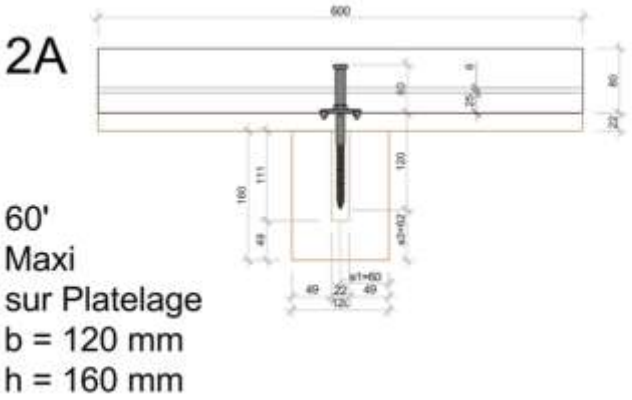
La durée de validité de la présente appréciation est limitée à 5 ans.

Annexe(s)

Annexe 1: Sections des planchers testés au CSTB

Figure A 1.1 : Sections saines avec fond de coffrage





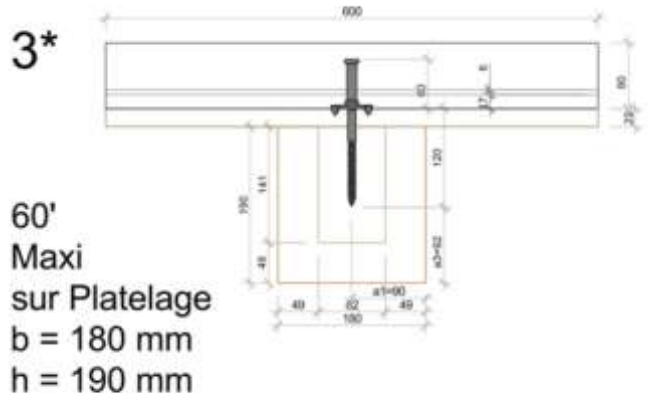
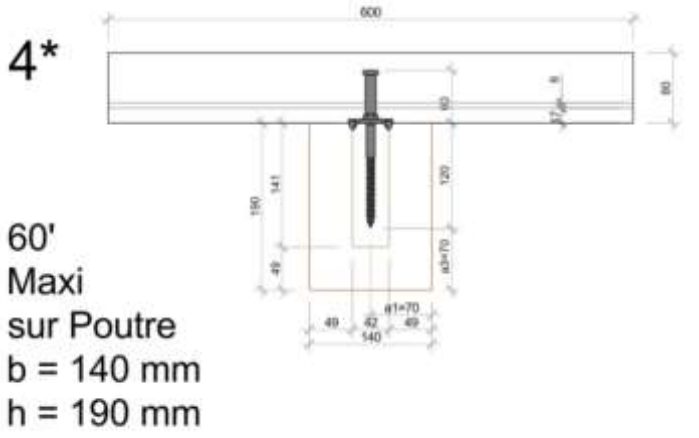
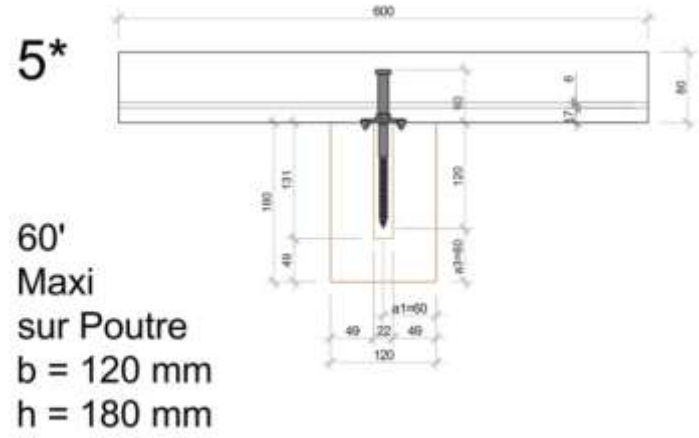
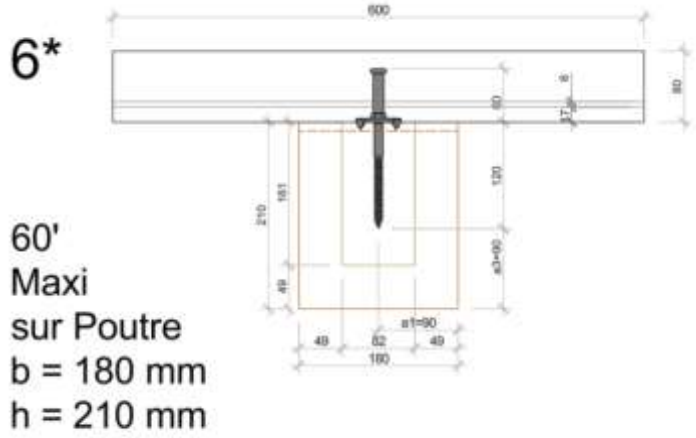


Figure A 1.2 Sections saines sans fond de coffrage







Annexe 2: Courbes Déplacement relatif Vs Chargement par connecteur

Figure A 2.1 Maquettes avec fonds de coffrage

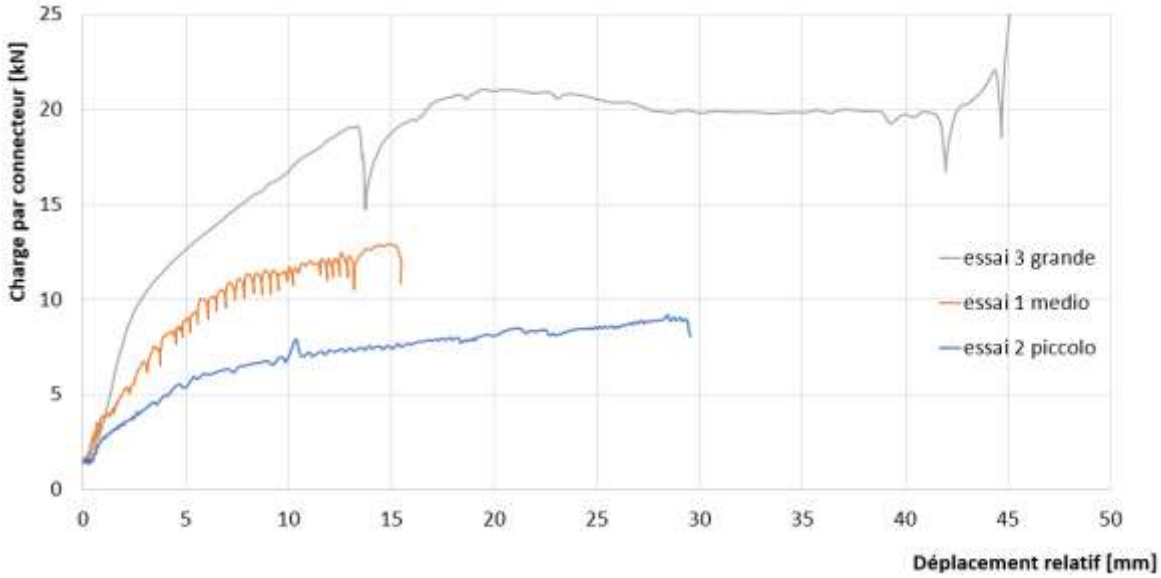
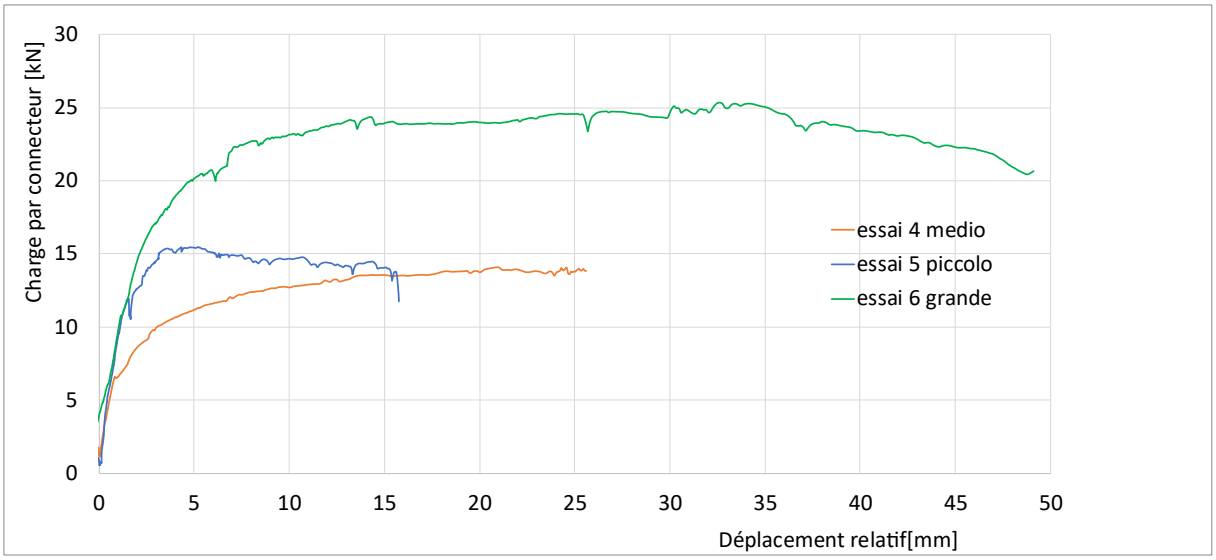


Figure A 2.2 Maquettes sans fonds de coffrage



Annexe 3: Températures connecteurs métalliques

Figure A 3.1 Températures enregistrées sur les têtes de vis – Essais avec fonds de coffrage

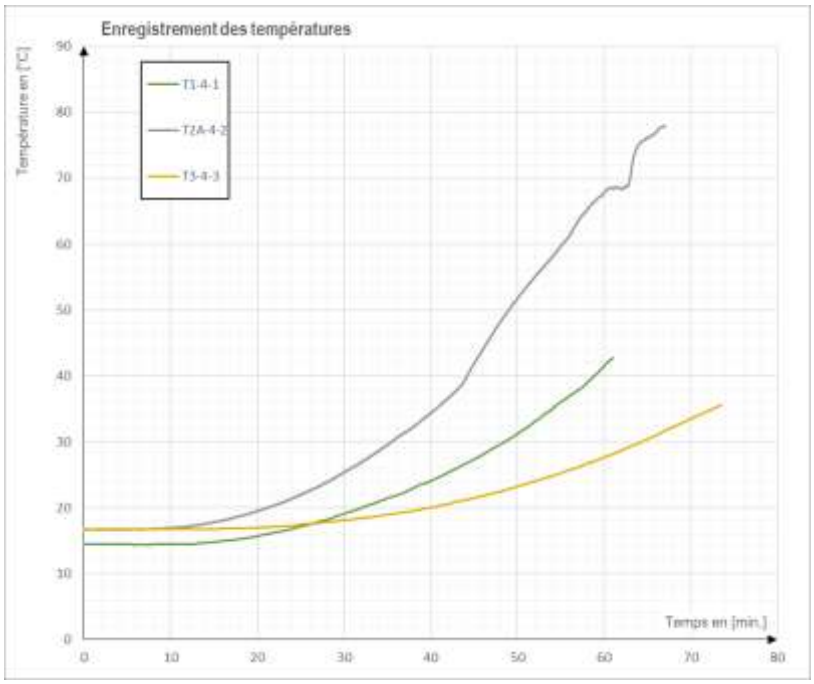
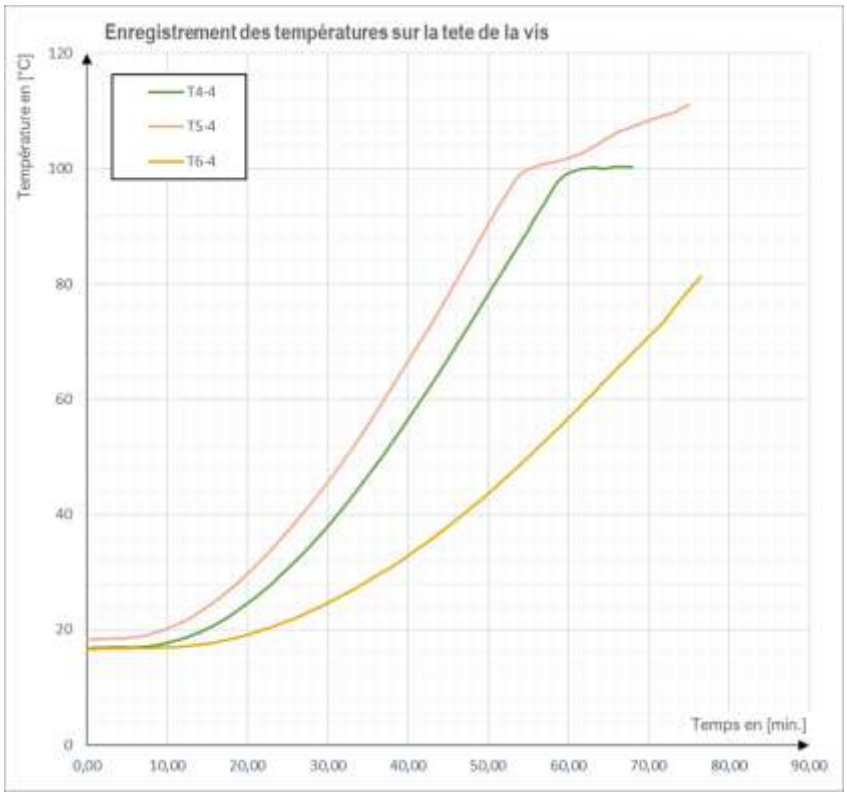
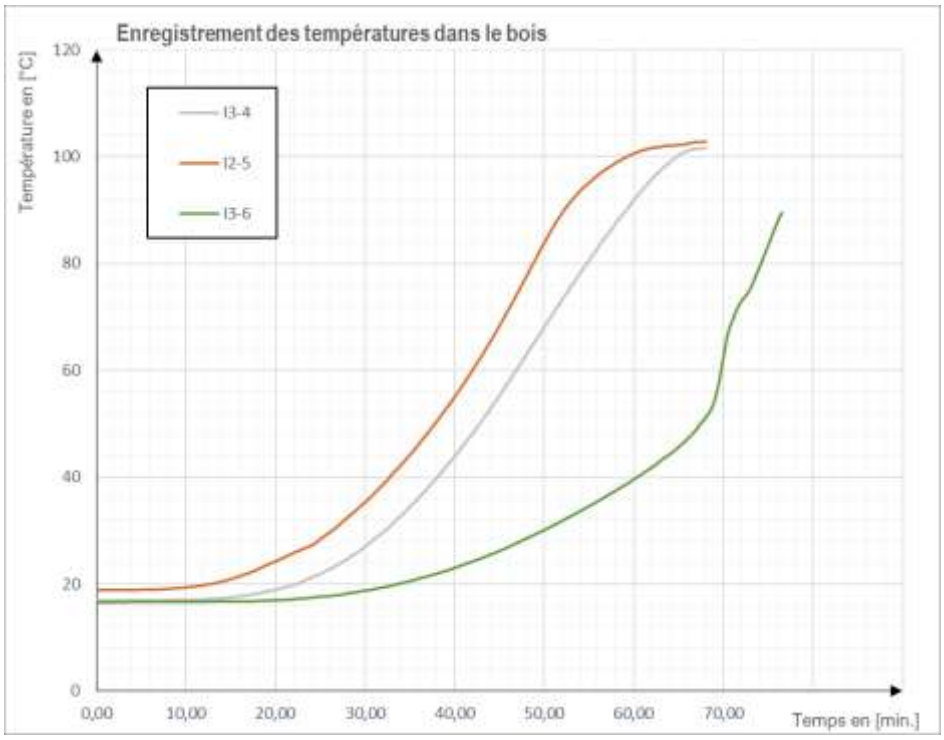


Figure A 3.2 Températures enregistrées sur les têtes de vis et dans le bois – Essais sans fonds de coffrage





Annexe 4: Calculs de transferts thermiques réalisés avec le logiciel Safir

*Figure A 4.1 Champs de températures : section essai à 60 minutes (dalle 8 cm, poutre 180 mm x 120 mm) à gauche; section minimal à 30 minutes (**dalle 6 cm, poutre 160 mm x 100 mm**) à droite.*

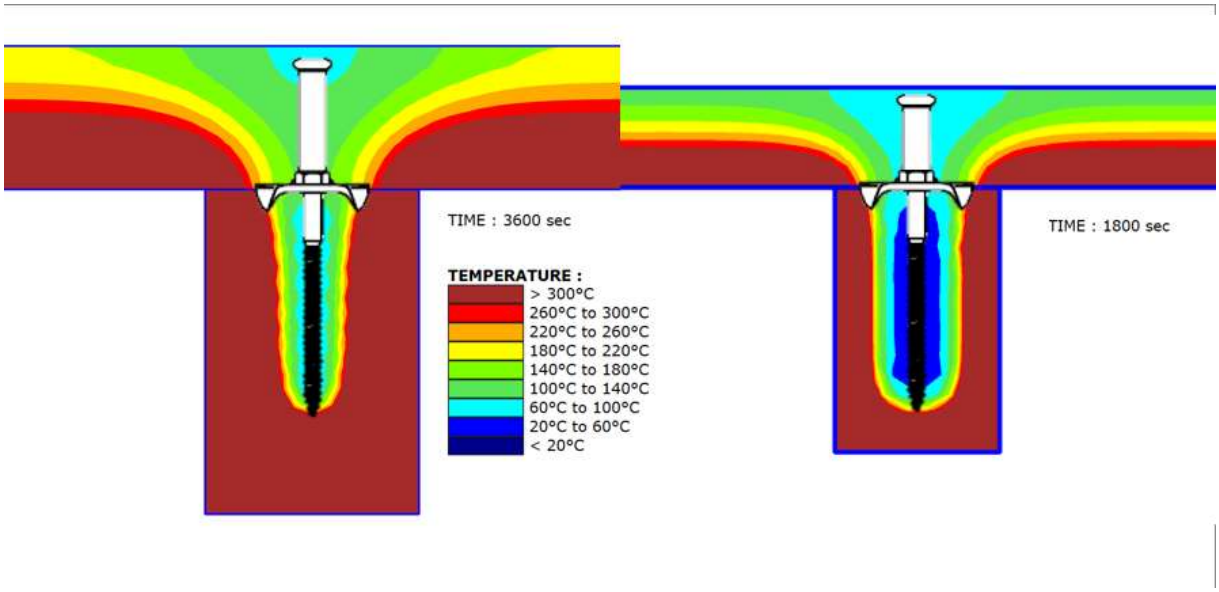


*Figure A 4.2 Champs de températures : section essai à 60 minutes (dalle 8 cm, poutre 180 mm x 120 mm) à gauche; section minimal à 90 minutes (**dalle 10 cm, poutre 170 mm x 210 mm**) à droit.*

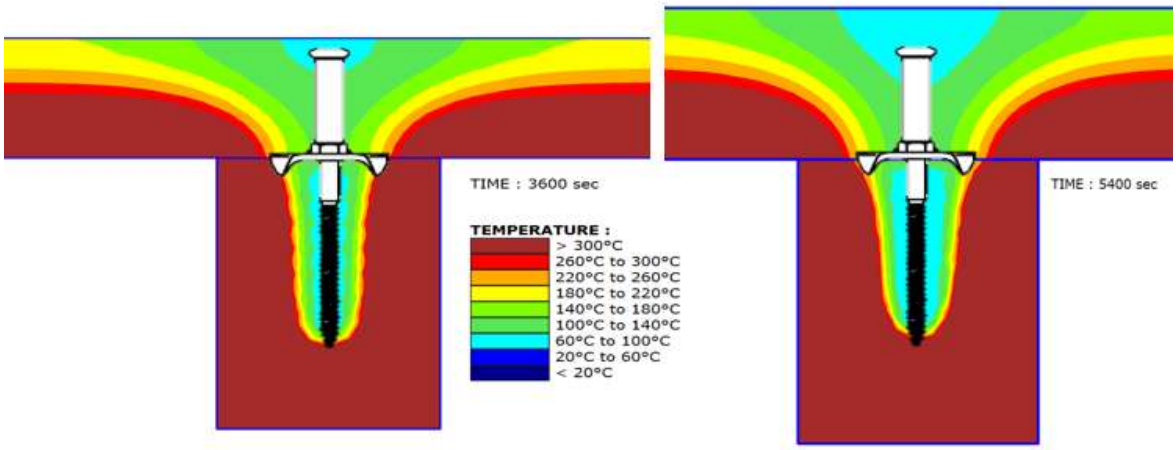
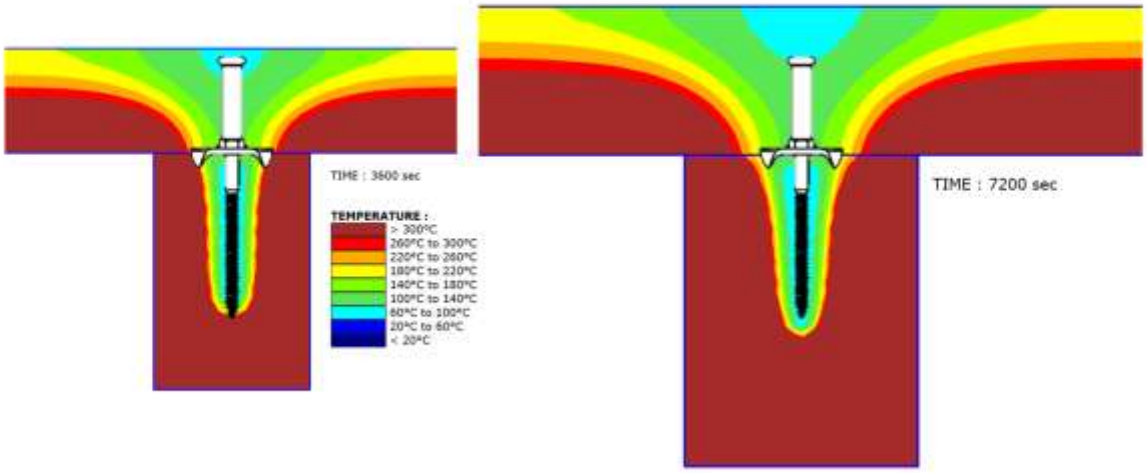


*Figure A 4.3 Champs de températures : section essai à 60 minutes (dalle 8 cm, poutre 180 mm x 120 mm) à gauche; section minimal à 120 minutes (**dalle 12 cm, poutre 190 mm x 240 mm**) à droit.*



Annexe 5: Note de calcul de vérifications au feu à 60 minutes

Géométrie	Portée		5000	mm
	Épaisseur dalle collaborant	h1	80	mm
	Entraxe poutre		500	mm
	largeur poutre	b_3	140	mm
	hauteur poutre	h_3	200	mm
	Épaisseur fond de coffrage	h_2	22	mm

Charge	Charge permanente		g	1,69	kN/m
	Charge variable		q	0,75	kN/m
	Combinaisons feu plancher	$E_{d,fi} = g + 0,5\ q$	$E_{d,fi}$	2,07	kN/m

Calcul section réduite poutre bois (C24)	Coefficient résistance nulle		k_0	1	
	Epaisseur résistance nulle		d_0	7	mm
	vitesse de combustion fictive		β_n	0,8	mm/min
	Profondeur de carbonisation efficace	$d_{char,n} = \beta_n \times t_{d,fi}$	$d_{char,n}$	48	mm
	Profondeur de perte de résistance	$d_{eff} = d_{char,n} + k_0 \times d_0$	d_{eff}	55	mm
	Largeur efficace feu		$b_{3,fi}$	30	mm
	Hauteur efficace feu		$h_{3,fi}$	145	mm
	Aire efficace feu		$A_{3,ef,fi}$	4 350	mm²
	Inertie efficace feu		$I_{3,ef,fi}$	7 621 563	mm⁴
	Module d'élasticité en flexion		E_3	11 000	N/mm²

Section dalle béton (C25/30)	Largeur efficace feu		$b_{1,fi}$	500	mm
	hauteur efficace feu		$h_{1,fi}$	57	mm
	Air efficace feu		$A_{1,ef,fi}$	28 500	mm²
	Inertie efficace feu		$I_{1,ef,fi}$	7 716 375	mm⁴
	Module d'élasticité en flexion		E_1	31476	N/mm²

Connecteur Tecnaria	TYPE MAXI 12/40				
	distances au bord		ap_1	70	mm
			ap_2	70	mm
			ap_3	102	mm
	Coefficient de réduction de la résistance		$\eta_{resistance}$	0,514	-
	Résistance caractéristique		R_k	14 630	N
	Coef feu pour la connexion		k_{fi}	1,05	
	Capacité résistante	$R_{20} = k_{fi} \times R_k$	R_{20}	15 362	N
	Coef partiel pour le bois en situation de feu		$\gamma_{M,fi}$	1	
	Calcul résistance mécanique feu	$R_{con,fi} = \eta \frac{R_{20}}{\gamma_{M,fi}}$	$R_{con,fi}$	7 891	N
	coef réduction raideur feu		$\eta_{raideur}$	0,508	
	Module de glissement		Ku	4 181	N/mm
	Module de glissement feu		$K_{u,fi}$	2 122	N/mm

Calcul de la rigidité équivalente	Coefficient de glissement feu		γ_3	0,36	
	Distance reliant le centre fond de coffrage à l'axe neutre		$a_{2,fi}$	48,25	mm
	Distance reliant le centre de la section résiduelle de bois à l'axe neutre		$a_{3,fi}$	143,3	mm
	Distance reliant le centre de la section résiduelle de béton à l'axe neutre		$a_{1,fi}$	2,7	mm
	Rigidité Efficace feu		$EI_{eff,fi}$	6,86E+11	N.mm²

Vérifications :

Connecteur	Charge sur l'organe d'assemblage			3 707	N	
	Résistance de l'assemblage			7 891	N	ok

BOIS	Calcul du moment sollicitant maxi		6,45	kN.m	
	Contrainte de flexion dans le bois		7,47	MPa	
	Contrainte normale du bois		5,31	MPa	
	Valeur de calcul de la résistance en traction	$f_{t,0,d,fi}$	18,12	MPa	
	Valeur de calcul de la résistance en flexion	$f_{m,d,fi}$	30	MPa	
	Vérification action combinée	**1≥**	**0,54**		**OK**
	Calcul de l'effort tranchant	V	5,16	kN	
	Résistance au cisaillement	$f_{v,d,fi}$	5	MPa	
	Contrainte de cisaillement max		**0,94**	**MPa**	**OK**

BETON	Calcul du moment sollicitant maxi		6,45	kN.m	
	Contrainte de flexion		8,43	MPa	
	Contrainte normale		0,81	MPa	

BETON	Compression de calcul du béton			25	MPa	
	Compression maximale dans le béton	$\sigma_c = \sigma_{M,1} + \sigma_{N,1}$		9,24	MPa	OK
	Traction de calcul dans le béton			3,90	MPa	
	Traction maximale dans la dalle	$\sigma_t = \sigma_{M,1} - \sigma_{N,1}$		**7,62**	**MPa**	

Armature dalle	Force de traction			49,99 Soit 98,08	kN/poutre kN/m de dalle	
	Enrobage			25	mm	
	Température			474	°C	
	Coefficient de réduction de la résistance			0.7		
	Résistance caractéristique des armatures			500	N/mm²	
	Résistance des armatures au feu			0.350	kN/mm²	
	Minimum armature inférieure dans la dalle			**1.4** **soit** **2.80**	**cm²/poutre** **cm²/m de dalle**	