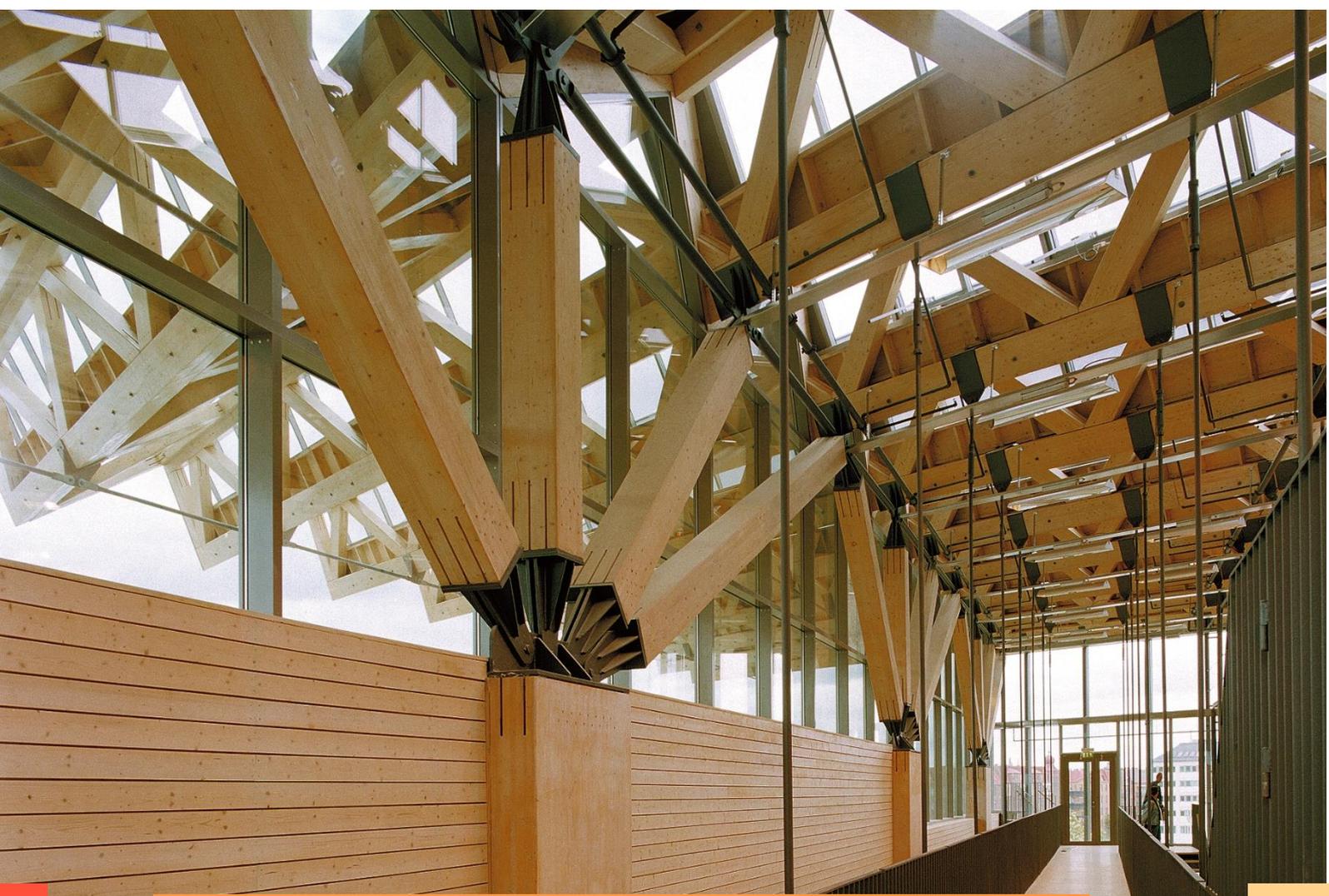


DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES PAR FERRURES METALLIQUES CONFORMEMENT AUX EUROCODES



FINANCEMENT

CODIFAB

comité professionnel de développement
des industries françaises de l'ameublement et du bois

AUTEURS



Frank KUPFERLE



INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Julien BRASSY

COMITE DE PILOTAGE

Nous remercions les membres du Comité de Pilotage qui ont su orienter au mieux la rédaction du présent guide pour qu'elle corresponde aux attentes réelles des concepteurs et réalisateurs de structures bois.

Rodolphe MAUFRONT

Gilles MARMORET

Guy-Noël POTRON

Clément QUINEAU

UMB FFB

CAPEB UNA CMA

CAPEB UNA CMA

UICB

GROUPE CONSULTATIF D'EXPERTS

Nous remercions les experts de Groupe Consultatif pour leurs apports tant scientifiques et techniques que pratiques à ce guide, sans lesquels il ne serait certainement pas aussi complet et juste.

Paul ADOLF

Jean-Michel GUELLIER

Nicolas OUVRIE

Christophe RENAUD

Anthony RODIER

MATHIS

CMBP

Charpentes FOURNIER

CTICM

CTICM

Photo de couverture : © Wingårdh Arkitektkontor AB, Göteborg- www.wingardhs.se

© C4Ci, 2018. Tous droits réservés. En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans autorisation de l'éditeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie - 20 rue des Grands Augustins, 75006 Paris

PREAMBULE

Un des aspects essentiels à maîtriser pour concevoir une structure en bois est celui des assemblages. Qu'ils soient réalisés de manière traditionnelle en bois, ou par l'intermédiaire de connecteurs métalliques ou autres (tiges, plaques, assembleurs tridimensionnels, etc.), les assemblages sont stratégiques pour la performance fonctionnelle et économique des structures bois.

La performance des assemblages est d'autant plus importante dans les zones de fort vent, les zones sismiques, et dans les structures soumises à de fortes charges ou moments d'encastrement importants. La compétition de la structure bois, dont les assemblages sont relativement souples, avec d'autres structures telles les structures acier, béton ou la maçonnerie accentue encore l'importance des assemblages.

Le dimensionnement des assemblages en situation d'incendie doit permettre de répondre à l'exigence réglementaire de stabilité au feu de la structure. Dans le cas des assemblages métal-bois par ferrures métalliques (plaques ou éléments tridimensionnels pliés ou mécano-soudés), l'Eurocode 5 partie « Feu » et son Annexe Nationale combine des dispositions qui lui sont propres avec un renvoi vers l'Eurocode 3. Ceci conduit à une méthode de dimensionnement de ces assemblages peu ergonomique au quotidien.

C'est dans ce cadre que le CODIFAB (Comité professionnel de Développement des Industries Françaises de l'Ameublement et du Bois), à la demande des organisations professionnelles UMB FFB (Union des Métiers du Bois), CAPEB UNA CMA (Union Nationale Charpente Menuiserie Agencement) et UICB (Union des Industriels et Constructeurs Bois), a confié à C4Ci et au FCBA le soin de réaliser un guide pour le dimensionnement des assemblages métal-bois par ferrures métalliques de structures bois en situation d'incendie.

Le présent guide a pour objectif double de :

- Rassembler en un seul et même document les méthodes de dimensionnement des assemblages métal-bois par ferrures métalliques en situation d'incendie conformes aux Eurocodes
- Faciliter l'appropriation par le plus grand nombre des méthodes de justification des assemblages métal-bois courants en situation d'incendie aux Eurocodes, le cas échéant en présentant des méthodes simplifiées ou règles de moyens

Pour mener à bien ce travail, C4Ci et le FCBA ont bénéficié de l'appui du CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique) pour les éléments de dimensionnement en situation d'incendie des pièces métalliques, et se sont rapprochés des équipes nationales ayant travaillé sur ces sujets et disposant d'une expertise reconnue dans ce domaine, notamment le CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment), le CUST (Centre Universitaire des Sciences et Techniques) de Clermont-Ferrand et le LERMAB (Laboratoire d'Etude et de Recherche sur la MATériau Bois).

La recherche de méthodes simplifiées et/ou règles de moyens a débouché sur des conditions en termes de taux d'effort maximum de l'assemblage à froid jugées très limitatives et peu économiques. A toutes fins utiles, ces résultats ont été conservés dans le guide et positionné en fin de document.

En conséquence, le guide positionne dans un premier temps son usage et son domaine d'application et se concentre ensuite sur la présentation des méthodes de dimensionnement, agrémentée d'un exemple.

Les éléments présentés dans les pages qui suivent sont basés sur la réglementation et les normes en vigueur à la date de publication de ce guide. Les schémas et informations ont valeur d'exemple et n'exonèrent pas le lecteur de sa responsabilité et de l'exercice de ses devoirs professionnels.

ABRÉVIATIONS

CODIFAB	Comité professionnel de Développement des Industries Françaises de l'Ameublement et du Bois
CAPEB	Confédération des Artisans et Petites Entreprises du Bâtiment
UNA CMA	Union Nationale Charpente Menuiserie Agencement (fait partie de la CAPEB)
FFB	Fédération Française du Bâtiment
UMB	Union des Métiers du Bois (fait partie de la FFB)
UICB	Union des Industriels et Constructeurs Bois

UNITÉS

kg	Kilogramme
N	Newton
kN	Kilonewton (1 kN = 100 daN = 1 000 N)
N/mm²	Newton par millimètre carré (1 N/mm ² = 1 MPa)
mm	Millimètre
cm	Centimètre
°	Degré
%	Pourcent

RÉFÉRENCES NORMATIVES

NF EN 1991-1-2	Eurocode 1 – Action sur les structures - Partie 1-2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu (Juillet 2003)
NF EN 1992-1-1	Eurocode 2 – Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (Octobre 2005) + A1 (Février 2015)
NF EN 1992-1-1/NA	Annexe Nationale Française à la NF EN 1992-1-1 (Mars 2016)
NF EN 1993-1-1	Eurocode 3 – Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (Octobre 2005)
NF EN 1993-1-1/NA	Annexe Nationale Française à la NF EN 1993-1-1 (Août 2013)
NF EN 1993-1-2	Eurocode 3 – Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu (Novembre 2005)
NF EN 1993-1-2/NA	Annexe Nationale Française à la NF EN 1993-1-2 (Octobre 2007)
NF EN 1993-1-8	Eurocode 3 – Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages (Décembre 2005)
NF EN 1993-1-8/NA	Annexe Nationale Française à la NF EN 1993-1-8 (Juillet 2007)
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 (Novembre 2005) + A1 (Octobre 2008) + A2 (Juillet 2014)
NF EN 1995-1-1/NA	Annexe Nationale Française à la NF EN 1995-1-1 (Mai 2010)
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)
NF EN 1995-1-2/NA	Annexe Nationale Française à la NF EN 1995-1-2 (Avril 2007)
NF EN 1090-2	Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier (Juillet 2009)
NF EN 10025	Produits laminés à chaud en acier de construction (Mars 2005)

SOMMAIRE

1.	DOMAINE D'APPLICATION.....	6
1.1.	DOMAINE D'APPLICATION	8
1.2.	ARTICULATION DU GUIDE	9
1.3.	RAPPEL DES EXIGENCES REGLEMENTAIRES.....	10
2.	DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE PAR FERRURE METALLIQUE.....	12
2.1.	PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT	14
2.2.	HYPOTHESES & DISPOSITIONS GENERALES	17
2.3.	DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES.....	20
2.4.	RESISTANCE DE L'ACIER EN SITUATION D'INCENDIE	32
3.	EXEMPLES DE CALCUL.....	38
3.1.	ASSEMBLAGE DE REPRISE DE CONTREVENTEMENT	40
3.2.	BOITIER DE PANNE SUR POUTRE.....	50
3.3.	PIED DE POTEAU SIMPLE	62
4.	APPROCHE SIMPLIFIEE DU DIMENSIONNEMENT	74
4.1.	APPROCHE SIMPLIFIEE	76
4.2.	PIED DE POTEAU SIMPLE	78
4.3.	PIED DE POTEAU MOISE	82
4.4.	CANTILEVER	86



DOMAINE D'APPLICATION

INTRODUCTION

Le présent guide a pour objectif double de :

- **Rassembler en un seul et même document les méthodes de dimensionnement des assemblages métal-bois par ferrures métalliques en situation d'incendie conformes aux Eurocodes**
- Faciliter l'appropriation par le plus grand nombre des méthodes de justification des assemblages métal-bois courants en situation d'incendie aux Eurocodes, le cas échéant en présentant des méthodes simplifiées ou règles de moyens

En premier lieu, le **domaine d'application** de ce guide est décrit, afin d'en préciser la portée et les exclusions.

La seconde partie de cette section présente **l'articulation du guide afin d'en faciliter l'appropriation et l'utilisation par le lecteur**, notamment vis-à-vis des méthodes de dimensionnement présentées et de l'approche simplifiée présentée en fin de guide.

Enfin, sont présentées à titre indicatif et de manière **synthétique et non exhaustive les exigences réglementaires** en termes de résistance au feu des éléments structuraux rencontrées dans les **cas les plus courants**, en vigueur à la date de rédaction du présent guide. **Il convient de se reporter impérativement à la réglementation applicable à la date du projet et aux documents particuliers du marché pour définir avec précision les exigences s'appliquant à chaque ouvrage.**

1.1. DOMAINE D'APPLICATION

GENERALITES

Ce guide s'applique aux assemblages métal-bois exposés à un feu standard, et sauf exception, pour des résistances au feu inférieures ou égales à :

- 30 minutes sans protection
- 60 minutes avec ou sans protection

(les protections étant celles définies dans la NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale).

Les méthodes de dimensionnement sont données pour des assemblages :

- symétriques chargés latéralement en double cisaillement ;
- constitués de boulons (hors boulons à tête fraisée) ;
- avec des ferrures en acier au carbone fabriquées à partir de profilés laminés à chaud, toutes les jonctions entre tôles étant soudées ;
- de catégorie A, c'est-à-dire que leur fonctionnement mécanique s'appuie sur la pression diamétrale (et non par exemple sur le frottement), avec des trous de boulons normaux (cf. NF EN 1090-2, tableau 11).

Rappel : La réalisation de trous non normaux également appelé trous surdimensionnés implique la prise en compte de coefficients qui pénalisent le dimensionnement.

PARTIE BOIS DE L'ASSEMBLAGE

Les éléments en bois ou à base de bois de l'assemblage et la partie bois de l'assemblage lui-même sont dimensionnés selon la NF EN 1995-1-1 (situation normale) et la NF EN 1995-1-2 (situation d'incendie) et leur Annexe Nationale respective.

Les éléments bois sont constitués de matériaux pour lesquels les méthodes de dimensionnement de l'assemblage pour la partie bois visées au §8 de la NF EN 1995-1-1 (situation normale) s'appliquent.

PARTIE METALLIQUE DE L'ASSEMBLAGE

Les ferrures métalliques ainsi que la partie métallique de l'assemblage boulonné lui-même sont dimensionnés en situation normale et en situation d'incendie suivant les parties l'Eurocode 3 applicables, et sont l'objet du guide.

Pour la vérification en situation d'incendie de l'assemblage métallique, la distribution de la température dans les pièces est considérée comme uniforme dans leur section et identique dans les boulons et les plaques métalliques.

Les cordons des soudures doivent être continus sur toute la périphérie de la surface de contact des pièces soudées, et leur gorge doit être d'au moins 0,7 fois l'épaisseur de la pièce assemblée la plus mince sans être inférieure à 3mm.

ELEMENTS NON COUVERTS PAR LE GUIDE

Ce guide ne couvre pas :

- les connecteurs tri-dimensionnels sous ETE (Evaluation Technique Européenne), à laquelle il convient de se référer.
- les ferrures en acier inoxydable (on donne cependant certains éléments utiles à leur dimensionnement) ;
- la vérification des tiges d'ancrage, pour lesquelles il convient de se référer aux *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8* (Commission de Normalisation de la Construction Métallique et Mixte).

Les soudures satisfaisant aux prescriptions ci-avant ne sont pas vérifiées dans ce guide. Cette vérification est nécessaire pour diminuer leur épaisseur, leur longueur ou pour des aciers de nuance S355, S275N/NL et 275M/ML et au-delà.

1.2. ARTICULATION DU GUIDE

OBJECTIF

Le présent guide a pour objectif double de :

- Rassembler en un seul et même document les méthodes de dimensionnement des assemblages métal-bois par ferrures métalliques en situation d'incendie conformes aux Eurocodes, réparties dans divers documents, notamment :
 - pour la partie bois : NF EN 1995-1-1 (situation normale) et NF EN 1995-1-2 (situation d'incendie) et leur Annexe Nationale
 - pour la partie métallique : NF EN 1993-1-1 (situation normale), NF EN 1993-1-2 (situation d'incendie), NF EN 1993-1-8 (assemblages) et leur Annexe Nationale ; ainsi que les *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8*
- Faciliter l'appropriation par le plus grand nombre des méthodes de justification des assemblages métal-bois courants en situation d'incendie aux Eurocodes, le cas échéant en présentant des méthodes simplifiées.

ARTICULATION DU GUIDE

Le guide s'articule autour de trois parties :

DOMAINE D'APPLICATION

La présente section définit le cadre de validité des méthodes présentées plus loin, et rappelle de manière synthétique et non exhaustive les principales exigences réglementaires.

METHODES DE DIMENSIONNEMENT

Cette section présente de manière structurée et détaillée les méthodes de dimensionnement des assemblages bois-métal par ferrures métalliques et boulons.

La première partie (§2.1) présente les **principes de dimensionnement**. Cette section liste d'emblée les **étapes de vérification individuelles** du dimensionnement d'un tel assemblage. On rappelle ensuite les **éléments clés du dimensionnement des parties métalliques en situation d'incendie** (coefficients réducteurs, facteur de massivité,...) dont le détail du calcul est présenté au §2.4. Le **cas particulier des plaques métalliques en âme** est rappelé, pour lesquelles la NF EN 1995-1-2 donne des règles de moyens. Enfin, une **approche simplifiée et sécuritaire du classement des plaques métalliques** est proposée.

La section suivante (§2.2) présente les **hypothèses et dispositions générales**, notamment les **propriétés des matériaux** (coefficients partiels, résistances,...), les **dispositions constructives** (règles de pinces et d'entraxe, perçage, ...), ainsi que les **hypothèses générales de dimensionnement en situation d'incendie**.

Le §2.3 présente de manière détaillée toutes les vérifications individuelles, en mettant systématiquement en regard des vérifications en situation normale leur pendant en situation d'incendie.

Le §2.4 détaille le principe de détermination du facteur de massivité, de la température de l'acier et des coefficients réducteurs, et propose un **tableau synthétique des valeurs des coefficients réducteurs pour diverses valeurs du facteur de massivité et pour des durées d'exposition de 15, 30 et 60 minutes**.

Un **exemple de dimensionnement** est donné au §3.1 pour un assemblage en pied de poteau.

APPROCHE SIMPLIFIEE

Cette dernière section propose une approche simplifiée par lecture directe de tableaux en partant des taux d'effort à froid de la partie bois et de la partie métallique. Cette section a été positionnée en fin de guide, car son application, si elle est aisée, semble peu à même dans la pratique d'aboutir à un dimensionnement optimisé. Elle conserve l'avantage de sa simplicité.

1.3. RAPPEL DES EXIGENCES REGLEMENTAIRES

AVERTISSEMENT

On présente ci-après à titre indicatif et de manière synthétique et non exhaustive les exigences réglementaires en termes de résistance au feu des éléments structuraux rencontrés dans les cas les plus courants, en vigueur à la date de rédaction du présent guide. Tous les documents mentionnés peuvent être consultés gratuitement sur le site www.legifrance.gouv.fr.

Il convient de se reporter impérativement à la réglementation applicable à la date du projet et aux documents particuliers du marché pour définir avec précision les exigences s'appliquant à chaque ouvrage.

REMARQUE : *PAR SOUCI D'UNIFORMITE DE LECTURE, LA CLASSIFICATION EUROPEENNE EST DANS CERTAINS CAS UTILISEE EN LIEU ET PLACE DE LA DENOMINATION REGLEMENTAIRE FRANÇAISE, SELON LA CORRESPONDANCE SUIVANTE :*
« REI » REMPLACE « CF » ; « R » REMPLACE « SF », LES DUREES SONT INDIQUEES EN MINUTES ET NON EN HEURES

BATIMENT D'HABITATION

Les exigences pour ces bâtiments sont fixées par l'arrêté du 31 Janvier 1986 du code la construction et de l'habitation.

BATIMENT D'HABITATION	1 ^{ERE} FAMILLE	2 ^{EME} FAMILLE	3 ^{EME} FAMILLE	4 ^{EME} FAMILLE
PLANCHERS	REI 15 (plancher haut du sous-sol)	REI 30	REI 60	REI 90
ELEMENTS PORTEURS VERTICAUX	R 15	R 30	R 60	R 90
PAROIS VERTICALES DE L'ENVELOPPE DU LOGEMENT A L'EXCLUSION DES FAÇADES	-	EI 30	EI 30	EI 60

ETABLISSEMENTS RECEVANT DU PUBLIC

Les exigences pour ces bâtiments sont fixées par l'arrêté du 25 Juin 1980 modifié du code la construction et de l'habitation.

ETABLISSEMENT RECEVANT DU PUBLIC			RESISTANCE AU FEU	
OCCUPATION INTEGRALE	OCCUPATION PARTIELLE	CATEGORIE	PLANCHER	STRUCTURE
SIMPLE REZ-DE-CHAUSSEE	A UN SEUL NIVEAU	1 ^{ERE} à 4 ^{EME}	REI 30	R 30
$H_{PB} \leq 8 \text{ M}$	$D_{HE} \leq 8 \text{ M}$	5 ^{EME} SANS locaux de sommeil	-	-
		5 ^{EME} AVEC locaux de sommeil	REI 30	R 30
		2 ^{EME} à 4 ^{EME}	REI 30	R 30
		1 ^{ERE}	REI 60	R 60
$8 \text{ M} < H_{PB} \leq 28 \text{ M}$	$D_{HE} > 8 \text{ M}$	5 ^{EME} SANS locaux de sommeil	REI 60	R 60
		5 ^{EME} AVEC locaux de sommeil	REI 60	R 60
		2 ^{EME} à 4 ^{EME}	REI 60	R 60
		1 ^{ERE}	REI 90	R 90

H_{PB} Hauteur par rapport au sol (niveau d'accès pompier) du plancher bas du niveau le plus haut

D_{HE} Différence de hauteur entre les niveaux extrêmes de l'établissement

La terminologie dans ces tableaux synthétiques peut différer de la terminologie exacte utilisée dans les textes réglementaires



Il convient de se reporter impérativement aux textes réglementaires applicables à la date du projet pour définir avec précision les exigences s'appliquant à l'ouvrage

BATIMENTS DE BUREAUX

Les exigences pour ces bâtiments sont fixées par **le code du travail**.

BUREAUX	RESISTANCE AU FEU	
	PLANCHER	STRUCTURE
$H_{PB} \leq 8 \text{ M}$	-	-
$8 \text{ M} < H_{PB} \leq 28 \text{ M}$	REI 60	R 60

INSTALLATIONS CLASSEES POUR LA PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT

Les exigences ci-après concernent des locaux relevant du régime de l'enregistrement au titre d'une des différentes rubriques détaillées en annexe à l'article R51169 du code de l'environnement.

Le texte réglementaire fixant les exigences de résistance au feu pour ces bâtiments est listé dans le tableau.

TEXTE REGLEMENTAIRE	DESIGNATION	EXIGENCE	EXIGENCE COMPLEMENTAIRE
ENTREPOTS COUVERTS ($5\,000 \text{ m}^3 \leq \text{VOLUME} < 50\,000 \text{ m}^3$) – RUBRIQUE N° 1510			
ARRETE DU 23 DECEMBRE 2008 MODIFIE	ENSEMBLE DE LA STRUCTURE	R 15	En outre, la ruine d'un élément ne doit pas entraîner la ruine en chaîne de la structure du bâtiment
	PLANCHERS HAUTS (HORS MEZZANINES)	REI 120	
ENTREPOTS COUVERTS ($50\,000 \text{ m}^3 \leq \text{VOLUME} < 300\,000 \text{ m}^3$) – RUBRIQUE N° 1510			
ARRETE DU 15 AVRIL 2010	ENSEMBLE DE LA STRUCTURE	R 15	En outre, la ruine d'un élément ne doit pas entraîner la ruine en chaîne de la structure du bâtiment
	STRUCTURE D'ENTREPOTS A SIMPLE RDC > 12,50M DE HAUTEUR AU FAITAGE.	R 60	Sauf si le bâtiment est doté d'un dispositif d'extinction automatique d'incendie
	PLANCHERS (HORS MEZZANINES) DES ENTREPOTS A DEUX NIVEAUX OU PLUS	REI 120	Structures de plancher R 120 au moins
ENTREPOTS COUVERTS ($\text{VOLUME} \geq 300\,000 \text{ m}^3$) – RUBRIQUE N° 1510			
ARRETE DU 23 DECEMBRE 2008 MODIFIE	ENTREPOTS A SIMPLE RDC > 12,50M DE HAUTEUR AU FAITAGE.	R 60	Sauf si le bâtiment est doté d'un dispositif d'extinction automatique d'incendie
	STRUCTURE D'ENTREPOTS \geq DEUX NIVEAUX	R 60	Si $H_{PB} > 8 \text{ M}$
	PLANCHER D'ENTREPOTS \geq NIVEAUX	REI 120	
STOCKAGE BOIS OU MATERIAUX COMBUSTIBLES ANALOGUES – RUBRIQUE N° 1532			
ARRETE DU 11 SEPTEMBRE 2013	QUELLE QUE SOIT LA HAUTEUR	R 15	Pour l'ensemble de la structure
	DEPOTS A SIMPLE REZ-DE-CHAUSSEE DE PLUS DE 12,50M DE HAUTEUR AU FAITAGE.	R 60	Sauf si le bâtiment est doté d'un dispositif d'extinction automatique d'incendie
	PLANCHERS (HORS MEZZANINES) DES STOCKAGES A DEUX NIVEAUX OU PLUS	REI 120	Pour les planchers
ATELIERS OU L'ON TRAVAILLE LE BOIS OU DES MATERIAUX COMBUSTIBLES ANALOGUES – RUBRIQUE N° 2410			
ARRETE DU 2 SEPTEMBRE 2014	LOCAUX DE STRUCTURE FERMEE SUR 100% DE SON PERIMETRE	R 60	Murs extérieurs porteurs ou systèmes poteaux-poutres
		REI 60	Planchers / Sol
	AUTRES LOCAUX ET BATIMENTS	R 30	Murs extérieurs porteurs ou systèmes poteaux-poutres
		REI 30	Planchers / Sol
BATIMENTS OU SONT APPLIQUES : VERNIS, PEINTURE, APPRET, COLLE, ENDUIT, ..., SUR SUPPORT QUELCONQUE – RUBRIQUE N° 2940			
ARRETE DU 2 MAI 2002 MODIFIE	HAUTEUR SOUS PIED DE FERME $\leq 8 \text{ M}$	R 30	Ossature verticale et charpente de toiture
	HAUTEUR SOUS PIED DE FERME > 8M OU PRESENCE D'UN PLANCHER HAUT /MEZZANINE	R 60	Ossature verticale et charpente de toiture
		REI 60	Plancher haut ou mezzanine

La terminologie dans ces tableaux synthétiques peut différer de la terminologie exacte utilisée dans les textes réglementaires

DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE PAR FERRURE METALLIQUE

INTRODUCTION

Les méthodes avancées présentées dans la section ci-après ont pour objectif de permettre un dimensionnement optimisé des assemblages bois-métal par ferrures métalliques et boulons de structures bois en situation incendie, dans une application stricte des principes de l'Eurocode 5 et de l'Eurocode 3, complétés des Recommandations CN2CM.

Ces méthodes **ne sont valides que dans les limites du domaine d'application du présent guide (cf. §1.1) et celles précisées le cas échéant dans la présente section, et pour des structures bois couvertes (classes de service 1 et 2). La durée de résistance au feu maximale qui peut être justifiée à l'aide de ces méthodes peut aller jusqu'à 60 minutes.**

La première partie (§2.1) présente les **principes de dimensionnement** :

- Cette section liste d'emblée **les étapes de vérification individuelles** du dimensionnement d'un tel assemblage.
- On rappelle ensuite les **principes généraux du dimensionnement des parties métalliques de l'assemblage en situation d'incendie** (coefficients réducteurs, facteur de massivité,...) dont le détail du calcul est présenté au §2.4.
- Le **cas particulier des plaques métalliques en âme** est rappelé, pour lesquelles la NF EN 1995-1-2 donne des règles de moyens.
- Enfin, une **approche simplifiée et sécuritaire de la détermination des classes de section métallique** est proposée.

La section suivante (§2.2) présente les **hypothèses et dispositions générales**, notamment les **propriétés des matériaux** (coefficients partiels, résistances,...), les **dispositions constructives** (règles de pinces et d'entraxe, perçage, ...), ainsi que les **hypothèses générales de dimensionnement en situation d'incendie**.

Le §2.3 présente de manière détaillée **toutes les vérifications individuelles, en mettant systématiquement en regard des vérifications en situation normale leur pendant en situation d'incendie** :

Les parties sur fond blanc concernent les dispositions communes aux deux situations et la vérification en situation normale.

Les parties sur fond coloré concernent spécifiquement la vérification en situation d'incendie.

NOTE : Dans certains cas dans les formules, les notations des Eurocodes ou textes de référence ont été adaptées afin d'éviter toute confusion entre les différentes vérifications ou lorsque le rédacteur a jugé que cette adaptation pouvait faciliter la compréhension générale.

Le §2.4 détaille le principe de détermination du facteur de massivité, de la température de l'acier et des coefficients réducteurs, et propose un **tableau synthétique des valeurs des coefficients réducteurs pour diverses valeurs du facteur de massivité et pour des durées d'exposition de 15, 30 et 60 minutes**.

Trois exemples de dimensionnement de complexité progressive sont donnés aux §2.5 (assemblage de reprise de contreventement), §2.6 (boîtier de panne) et §2.7 (assemblage en pied de poteau).

Les efforts mentionnés dans toute cette section sont des efforts de calcul. L'effort de calcul en situation incendie est indicé « fi » (par exemple $F_{d,fi}$ ou $V_{d,fi}$). Il est à déterminer au choix :

- Soit par combinaisons en utilisant les facteurs $\psi_{1,1}$ de la NF EN 1991-1-2 §4.3.1 et de son annexe nationale
- Soit pris par simplification égal à l'effort de calcul à froid multiplié par η_{fi} avec $\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_k G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$ ou $\eta_{fi} = 0,7$

2.1. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

Cette partie introductive présente les principes de dimensionnement des assemblages métal-bois avec plaques métalliques latérales ou en âme en situation normale et en situation d'incendie qui sont détaillés ensuite au §2.2 et §2.3.

DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES PAR FERRURE METALLIQUE ET BOULONS

De manière générale :

- Les éléments en bois ou à base de bois de l'assemblage et la partie bois de l'assemblage lui-même sont dimensionnés :
 - en situation normale, selon la NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale ;
 - en situation d'incendie, selon la NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale ;
- Les éléments métalliques de l'assemblage et les boulons sont dimensionnés :
 - en situation normale, selon la NF EN 1993-1-1, la NF EN 1993-1-8 et leur Annexe Nationale respective ;
 - en situation d'incendie, selon la NF EN 1993-1-2 et son Annexe Nationale ;
 - et conformément aux dispositions des *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8* du BNCM.

On propose de procéder à la vérification de l'assemblage métal-bois par plaques métalliques en suivant les étapes de vérification individuelle ci-après, aussi bien en situation normale qu'en situation d'incendie (sauf mention contraire, les vérifications sont réalisées « sans instabilité ») :

- PARTIE BOIS DE L'ASSEMBLAGE
- PLAQUES METALLIQUES AU DROIT DES BOULONS ET BOULONS
 - Résistance d'un boulon au cisaillement
 - Résistance en pression diamétrale de la plaque au droit des boulons
 - Résistance à la traction des sections nettes
 - Cisaillement de bloc
- PLAQUES METALLIQUES EN PARTIE COURANTE
 - Résistance à la traction
 - Résistance à la compression
 - Résistance à la flexion
 - Résistance au cisaillement
 - Résistance aux efforts combinés (effort normal, flexion, cisaillement)
 - Résistance à flexion avec instabilité
- PLAQUE METALLIQUE D'APPUI (SOMMIER) AU CONTACT DE LA PIECE DE BOIS
 - Résistance à la compression localisée au contact du bois
 - Résistance à la compression de la semelle d'un tronçon en T équivalent – Acier - Bois
- PLAQUE METALLIQUE D'ASSISE (SEMELLE) AU CONTACT DU SUPPORT BETON
 - Résistance à la compression localisée au contact du béton
 - Résistance à la compression de la semelle d'un tronçon en T équivalent – Acier - Béton
 - Résistance à la traction de la semelle d'un tronçon en T équivalent – Acier - Bois
- ANCRAGES

PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

La valeur de calcul de résistance de l'acier en situation d'incendie $F_{fi,Rd}$ peut être écrite à partir de la valeur de calcul de la résistance en situation normale F_{Rd} selon l'équation générale :

$$F_{fi,Rd} = F_{Rd} \cdot k_{\theta} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_{M,fi}}$$

avec : k_{θ} un coefficient réducteur de la résistance qui peut être $k_{v,\theta}$ (plaques), $k_{B,\theta}$ (boulons) et $k_{E,\theta}$ (stabilité)
 γ_M le coefficient partiel du matériau correspondant à la résistance F_{Rk} en situation normale
 $\gamma_{M,fi}$ le coefficient partiel du matériau correspondant à la résistance F_{Rk} en situation d'incendie

Les **coefficients réducteurs** k_{θ} dépendent de la température de l'acier θ_a à l'instant t et du facteur de massivité de l'élément métallique concerné. Leur détermination est décrite au §2.4.

Le rapport $\frac{A_m}{V}$ est appelé **facteur de massivité** pour les éléments métalliques non protégés (au moins égal à 10 m^{-1})

où : A_m la surface de l'élément par unité de longueur [m^2/m]
 V le volume de l'élément par unité de longueur [m^3/m]

La température de l'acier θ_a à l'instant t visé se détermine de manière itérative selon un processus décrit au §2.4.

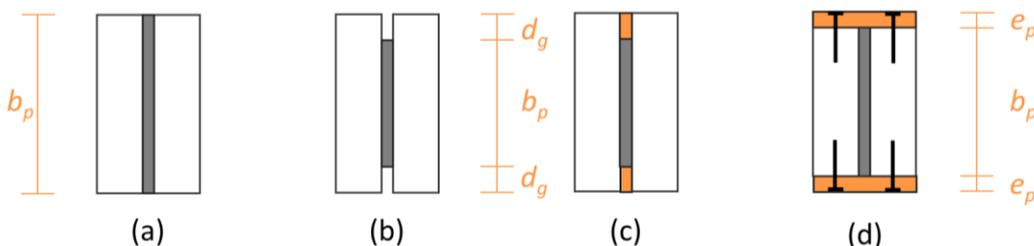
Les facteurs de massivité et les coefficients réducteurs $k_{v,\theta}$, $k_{B,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ doivent être déterminés séparément, pour chaque plaque métallique de l'assemblage vérifiée.

Afin de faciliter le dimensionnement, **un tableau présente au §2.4 les valeurs des coefficients réducteurs $k_{v,\theta}$, $k_{B,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour diverses valeurs du facteur de massivité et pour des durées d'exposition de 15, 30 et 60 minutes.**

CAS PARTICULIER DES PLAQUES METALLIQUES EN AME

Pour les assemblages dont l'élément central est une plaque métallique, conformément au §6.2.1.3 de la NF EN 1995-1-2, il est permis de s'affranchir de la vérification en situation d'incendie des résistances de la section transversale de ladite plaque métallique en âme, dès lors qu'elle respecte les critères suivants :

Fig.	Plaque métallique	Epaisseur maximale	Protection des rives	R30	R60
(a)	ne dépassant pas la surface du bois	$t_p \geq 2 \text{ mm}$	Aucune en général	$b_p \geq 200 \text{ mm}$	$b_p \geq 280 \text{ mm}$
			Aucune sur un ou deux cotés	$b_p \geq 120 \text{ mm}$	
(b)	plus étroite que l'élément en bois	$t_p \leq 3 \text{ mm}$	Par des interstices	$d_g \geq 20 \text{ mm}$	$d_g \geq 60 \text{ mm}$
(c)		sans objet	Par des bandes collées	$d_g \geq 10 \text{ mm}$	$d_g \geq 30 \text{ mm}$
(d)		sans objet	Par des panneaux	$e_p \geq 10 \text{ mm}$	$e_p \geq 30 \text{ mm}$



DETERMINATION DE LA CLASSE DES PLAQUES METALLIQUES

Pour certaines vérifications de résistance des sections transversales des plaques métalliques (cisaillement, flexion, sollicitations combinées, tronçon en T équivalent), il est nécessaire de déterminer la classe (1, 2, 3 ou 4) de chaque plaque selon NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2, en fonction du rapport c/t_p par comparaison avec des paliers eux-mêmes fonction du facteur $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ et en fonction de la répartition de la contrainte de compression et/ou flexion dans la plaque considérée. Cette comparaison peut être écrite de manière générique :

$$c/t_p \leq k_i \cdot \varepsilon = k_i \cdot \sqrt{235/f_y}$$

avec :

- c largeur de la plaque métallique comprimée et/ou fléchie à classer [mm] (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)
- t_p épaisseur de la plaque métallique à classer [mm]
- k_i facteur du palier limite du rapport c/t_p pour la classe i ($= 1, 2$ ou 3) qui dépend de la répartition de contrainte de compression et/ou flexion dans la plaque à classer (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)
- f_y limite élastique de la plaque à classer [N/mm²]

Le §4.2.2(1) de la NF EN 1993-1-2 autorise l'utilisation du classement des section en situation normale pour l'application en situation d'incendie des règles simplifiées du §4.2 de la NF EN 1993-1-2 moyennant l'utilisation d'un facteur ε_{fi} réduit (où le coefficient de réduction 0,85 prend en compte les influences de l'augmentation de température) :

$$\varepsilon_{fi} = 0,85 \cdot \varepsilon = 0,85 \cdot \sqrt{235/f_y}$$

Le classement de section doit être réalisé plaque par plaque, pour chaque plaque de la ferrure métallique.

La détermination de ces classes peut s'avérer relativement fastidieuse pour un bénéfice très relatif (notamment dans le cas des classes 1 et 2). En outre, les vérifications de résistances de sections transversales de classe 4 (lorsque $c/t_p > k_3 \cdot \varepsilon$) aussi bien en situation normale qu'en situation d'incendie est particulièrement complexe.

Afin de s'affranchir de manière sécuritaire de ces inutiles complexités, et de pouvoir en outre utiliser les mêmes classes et sections **en situation normale et en situation d'incendie, il est proposé dans le cadre du présent guide de dimensionner les plaques en classe 3 au plus**, en ne tenant pas compte dans les vérifications des parties de section transversale situées au-delà des limites de la classe 3, **au moyen d'une largeur utile b_u** définie comme suit à partir de la valeur utile c_u de c :

$$c_u = \min \left\{ c ; k_3 \cdot \varepsilon_{fi} \cdot t_p \right\} \quad \text{et} \quad b_u = 2 \cdot c_u + t_p \quad \text{pour la plaque latérale d'une section en H}$$

$$\text{ou} \quad b_u = c_u \quad \text{pour l'âme d'une section en H}$$

avec :

- c largeur de la plaque métallique comprimée et/ou fléchie à classer [mm] (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)
- t_p épaisseur de la plaque métallique à classer [mm]
- k_3 facteur du palier limite du rapport c/t_p pour la classe 3 (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)
p.ex. : $k_3 = 14$ (respectivement $k_3 = 42$) pour l'aile (respectivement pour l'âme) d'une section en H uniquement soumise à la compression
- ε_{fi} $0,85 \cdot \varepsilon = 0,85 \cdot \sqrt{235/f_y}$ tel que définit plus haut

NOTE : La largeur utile c_u correspond au cas limite $c/t_p = k_3 \cdot \varepsilon$ de la classe 3, prenant en compte le coefficient de réduction de 0,85 en situation d'incendie pour le facteur ε , et borné à la largeur c de la plaque

La largeur utile b_u peut être utilisée aussi bien en situation normale qu'en situation d'incendie.

2.2. HYPOTHESES & DISPOSITIONS GENERALES

COEFFICIENTS PARTIELS

Le dimensionnement de l'assemblage métal-bois par plaques métalliques en situation normale et en situation d'incendie fait appel aux coefficients partiels des matériaux bois, acier et éventuellement béton définis dans leurs Eurocodes respectifs et leur Annexe Nationale.

Matériau	Vérification	Coefficient	Valeur	
ACIER	Résistance des sections transversales	γ_{M0}	1,00 ⁽¹⁾	
	Résistance à l'instabilité	γ_{M1}	1,00 ⁽¹⁾	
	Résistance à la rupture des sections transversales en traction Résistance des boulons, rivets, axes, soudures, Résistance à la pression diamétrale	γ_{M2}	1,25 ⁽¹⁾⁽²⁾	
BOIS	Résistance des pièces de bois	γ_M	Bois massif	1,30 ⁽³⁾
			Lamellé-collé	1,25 ⁽³⁾
			Lamibois (LVL)	1,20 ⁽³⁾
			Assemblages	1,30 ⁽³⁾
BETON	Résistance à la compression	γ_c	1,50 ⁽⁴⁾	
TOUS	En situation d'incendie	$\gamma_{M,fi}$	1,00 ⁽⁵⁾	

Les valeurs listées dans le tableau reflètent les Annexes Nationales suivantes :

- (1) NF EN 1993-1-1/NA:2013-08, §6.1.(1)
- (2) NF EN 1993-1-8/NA:2007-07 ; §2.2(2)
- (3) NF EN 1995-1-1/NA:2010-05 ; §2.4.1(1)
- (4) NF EN 1992-1-1/NA:2016-03, §2.4.2.4(2)
- (5) NF EN 1993-1-2/NA:2007-10 ; §2.3(2), NF EN 1992-1-2/NA:2007-10 ; §2.3(2)
et NF EN 1995-1-2/NA:2007-04 ; §2.3(1)

Il convient d'utiliser la valeur des coefficients partiels selon l'Annexe Nationale en vigueur au moment du dimensionnement.

CHOIX ET PROPRIETES DES COMPOSANTS METALLIQUES

On rappelle ici les matériaux usuels et leurs propriétés utiles dans le cadre du présent guide.

NUANCE D'ACIER DES PLAQUE METALLIQUES

Le présent guide couvre les dispositions de dimensionnement de ferrures métalliques réalisées au moyen de plaques des nuances d'acier suivantes :

Nuance d'acier EN 10025-2	Epaisseur nominale de l'élément $t_p \leq 40$ mm			Facteur ⁽²⁾ $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	Facteur ⁽²⁾ $\varepsilon_{fi} = 0,85 \cdot \sqrt{235/f_y}$
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	Facteur β_w ⁽¹⁾		
S 235	235	360	0,80	1,000	0,850
S 275	275	430	0,85	0,924	0,785
S 355	355	490	0,90	0,813	0,691
S 450	440	550	1,00	0,722	0,614

(1) NF EN 1993-1-8, Tableau 4.1 – Facteur de corrélation β_w pour les soudures d'angle.

(2) NF EN 1993-1-1, Tableau 3.1 – Valeurs de ε et ε_{fi} arrondies au millième inférieur.

CLASSE DES BOULONS

Les boulons (hors boulons à tête fraisée) répondent aux spécifications suivantes :

FILETAGE		M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Surface de contrainte nominale	A_s [mm ²]	84	115	157	192	245	303	353	459	561
Résistance à la traction [N/mm ²]		Lim. élastique $f_{yb}^{(1)}$		Résist. ultime $f_{ub}^{(1)}$		Résist. ultime $f_{ub}^{(2)}$				
CLASSE DE BOULON	4.6	240		400		400				
	4.8	320		400		420				
	5.6	300		500		500				
	5.8	400		500		520				
	6.8	480		600		600				
	8.8	640		800		830				
	10.9	900		1 000		1 040				

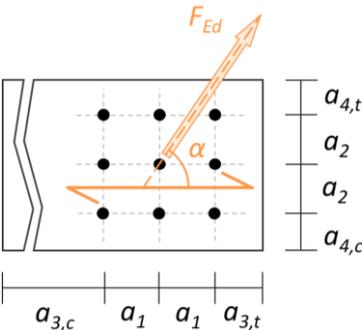
⁽¹⁾ Valeurs selon NF EN 1993-1-8, Tableau 3.1

⁽²⁾ Valeurs selon NF EN 15048, Tableau 7

DISPOSITIONS RELATIVES AUX PINCES ET ENTRAXES DES BOULONS

ELEMENT BOIS

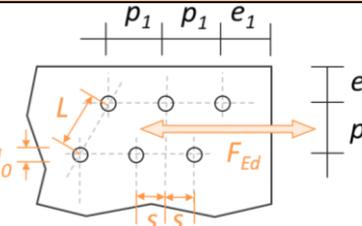
Pour les éléments bois, il convient de respecter les règles de pinces définies pour les boulons, en fonction de l'angle α entre l'effort et la direction du fil, au Tableau 8.4 de la NF EN 1995-1-1.

Élément bois	Distance ou entraxe	Minimum
	Entraxe parallèle au fil	$a_1 \geq (4 + \cos \alpha) \cdot d$
	Entraxe perpendiculaire au fil	$a_2 \geq 4 \cdot d$
	Extrémité chargée	$a_{3,t} \geq \max \{ 7 \cdot d ; 80 \text{ mm} \}$
	Extrémité non chargée	$a_{3,c} \geq \max \{ (1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d ; 4 \cdot d \}$
	Rive chargée	$a_{4,t} \geq \max \{ (2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d ; 3 \cdot d \}$
	Rive non chargée	$a_{4,c} \geq 3 \cdot d$

NF EN 1995-1-1, Tableau 8.4 – d : diamètre du boulon

PLAQUES METALLIQUES

Pour les plaques métalliques, il convient de respecter les règles de pinces définies au Tableau 3.3 de la NF EN 1993-1-8 pour les structures réalisées en aciers conformes à la NF EN 10025 (à l'exception des aciers conformes à la NF EN 10025-5), exposés ou non aux intempéries ou autres influences corrosives :

Plaque métallique	Distance ou entraxe	Minimum
	Entraxe dans le sens de l'effort	$2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq \min \{ 14 \cdot t_p ; 200 \text{ mm} \}$
	Entraxe perpendiculaire à l'effort	$2,4 \cdot d_0 \leq p_2 \leq \min \{ 14 \cdot t_p ; 200 \text{ mm} \}$
	Pince longitudinale	$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 4 \cdot t_p + 40 \text{ mm}$
	Pince transversale	$1,2 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 4 \cdot t_p + 40 \text{ mm}$

NF EN 1993-1-8, Tableau 3.3 – t_p : épaisseur de la plaque la plus fine – d_0 : diamètre du trou – Pour une disposition en quinconce, p_2 peut être réduit à $1,2 \cdot d_0$ à condition que la distance diagonale L entre deux fixations voisines vérifie : $L \geq 2,4 \cdot d_0$

AUTRES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

DIAMETRES DES PERÇAGES ET TROUS DE BOULON

Il convient que les perçages dans les pièces de bois et métalliques respectent les jeux maximums suivants (en mm) :

DIAMETRE NOMINAL d DU BOULON [mm]		12	14	16	18	20	22	24	≥ 27	
BOIS	Jeu maximal des perçages ⁽¹⁾	1								
PLAQUE METALLIQUE	Jeu nominal trous ronds normaux ⁽²⁾	1	$\min \{2 ; 0,1 \cdot d\}$						$\min \{3 ; 0,1 \cdot d\}$	

⁽¹⁾ NF EN 1995-1-1, §10.4.3(1)

⁽²⁾ Cas le plus défavorable entre les dispositions du §10.4.3(1) de la NF EN 1995-1-1 qui limite le jeu maximal à $\max \{2 ; 0,1 \cdot d\}$ et celles du Tableau 11 de la NF EN 1090-2 qui limite le jeu nominal à 2 mm (respectivement 3 mm) pour un diamètre du boulon entre 16 et 24 mm (respectivement de 27 mm ou plus).

SERRAGE – PRECONTRAINTE

Il convient que les boulons soient ajustés de telle sorte que les éléments s'assemblent précisément, et qu'ils soient resserrés si nécessaire lorsque le bois a atteint son humidité d'équilibre afin de s'assurer que la capacité résistante et la rigidité de la structure soient maintenues. (NF EN 1995-1-1, §10.4.3(2))

Conformément au Tableau 3.2 de la NF EN 1993-1-8 et son Annexe Nationale, les assemblages correspondant à la catégorie d'attache en cisaillement boulonnées A (travaillant à la pression diamétrale), il convient d'utiliser des boulons des classes 4.6 à 10.9 comprises, ne nécessitent aucune précontraintes ni aucune disposition particulière pour les surfaces de contact.

HYPOTHESES GENERALES EN SITUATION D'INCENDIE

HYPOTHESES GENERALES EN SITUATION D'INCENDIE

Pour le dimensionnement des boulons :

- de manière sécuritaires, l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois (cette hypothèse ne s'applique pas à la résistance à l'arrachement) ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque métallique.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on peut poser les hypothèses suivantes :

- le facteur de massivité n'évolue pas en fonction du temps d'exposition au feu ;
- la surface d'une plaque métallique totalement en contact avec le béton (p.ex. semelle) ou le bois (p.ex. sommier) est considérée comme protégée (NF EN 1995-1-2, §6.3.1(2)) ;
- la surface d'une plaque métallique partiellement en contact avec une face de la pièce de bois (p.ex. plaques latérales d'un pied de poteau avec semelle et sommier) est considérée comme complètement exposée.

PROTECTIONS

Sauf indication contraire on considère que les ferrures métalliques de même que l'assemblage bois-métal sont non protégés. Lorsqu'une protection s'avère nécessaire ou souhaitée, elle peut être réalisée :

- pour les ferrures : au moyen de peintures intumescentes (cas des ferrures visibles), de produits projetés (cas des ferrures non visibles) – il convient de se rapprocher du fabricant pour le dimensionnement au moyen d'abaques ;
- pour les ferrures et/ou les têtes de boulon : par ajout d'éléments de protection à base de bois ou en plaque de plâtre – il convient de se référer aux dispositions :
 - du §6.2.1.2 de la NF EN 1995-1-2 pour les têtes de boulon,
 - du §6.2.1.2 et §6.2.1.3 de la NF EN 1995-1-2 pour les plaques métalliques en âme,
 - du §6.3.2 de la NF EN 1995-1-2 ainsi que du §4.2.5.2 de la NF EN 1993-1-2 pour les plaques latérales.

Rappel : Les assemblages bois-métal protégés ne sont pas spécifiquement traités dans le présent guide.

2.3. DIMENSIONNEMENT DES ASSEMBLAGES

Cette partie présente à la fois les étapes de dimensionnement en situation normale et leur adaptation pour le dimensionnement en situation d'incendie.

Il convient de se reporter au §2.2 pour le détail des coefficients partiels γ_M et aux §2.1 et §2.4 pour les coefficients réducteurs $k_{y,\theta}$, $k_{B,\theta}$ et $k_{E,\theta}$.

PARTIE BOIS DE L'ASSEMBLAGE

En situation normale, les éléments en bois ou à base de bois de l'assemblage et la partie bois de l'assemblage lui-même sont dimensionnés selon la NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale.

Les éléments bois sont constitués de matériaux pour lesquels les méthodes de dimensionnement de l'assemblage pour la partie bois visées au §8 de la NF EN 1995-1-1 s'appliquent.

En situation d'incendie, les éléments en bois ou à base de bois de l'assemblage et la partie bois de l'assemblage lui-même sont dimensionnés selon la NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale.

PLAQUES METALLIQUES AU DROIT DES BOULONS ET BOULONS

On rappelle que le présent document ne porte que sur des assemblages de catégorie A, c'est-à-dire que leur fonctionnement mécanique s'appuie sur la pression diamétrale (et non par exemple sur le frottement), avec des trous de boulons ronds et normaux (cf. NF EN 1090-2, tableau 11).

La vérification de la partie métallique de l'assemblage au droit des boulons et des boulons eux-mêmes comprend les vérifications suivantes :

- RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILEMENT
- RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS
- RESISTANCE A LA TRACTION DES SECTIONS NETTES
- CISAILEMENT DE BLOC

RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILEMENT

En situation normale, on vérifie :
$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (NF\ EN\ 1993-1-8,\ \S 3.6.1,\ \text{Tableau 3.4})$$

En situation d'incendie, on vérifie :
$$F_{v,fi,Ed} \leq F_{v,fi,Rd} = F_{v,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (NF\ EN\ 1993-1-2,\ D.1.1.1)$$

avec : f_{ub} résistance ultime à la traction du boulon (cf. §2.2) [N/mm²]

A_s surface de contrainte nominale du boulon (cf. §2.2) [mm²]

α_v pris selon le tableau ci-dessous, en supposant le plan de cisaillement dans la partie fileté

Classe de qualité des boulons	Position du plan de cisaillement	
	dans la partie fileté ($A = A_s$)	dans la partie lisse
4.8, 5.8, 6.8 et 10.9	$\alpha_v = 0.5$	$\alpha_v = 0.6$
4.6, 5.6, 8.8	$\alpha_v = 0.6$	

RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS

Dans le cas usuel d'une sollicitation unidirectionnelle $F_{v,Ed}$ parallèle ou perpendiculaire à l'un des bords de la plaque métallique :

En situation normale, on vérifie :
$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = k_b \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} \quad (\text{NF EN 1993-1-8, §3.6.1, Tableau 3.4})$$

En situation d'incendie, on vérifie :
$$F_{v,fi,Ed} \leq F_{b,fi,Rd} = F_{b,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{NF EN 1993-1-2, D.1.1.1})$$

où :

- d diamètre du boulon [mm]
- t_p épaisseur de la plaque métallique attachée [mm]
- $\alpha_b = \min(\alpha_d ; 1,0 ; f_{ub}/f_u)$
- f_u résistance ultime à la traction de la plaque métallique attachée (cf. §2.2) [N/mm²]
- f_{ub} résistance ultime à la traction du boulon (cf. §2.2) [N/mm²]
- α_d coefficient fonction des pinces longitudinales (parallèles à la direction de l'effort)
- k_1 coefficient fonction des pinces transversales (perpendiculaires à la direction de l'effort)
- k_b coefficient tenant compte de la forme du trou – $k_b = 1,0$ pour un trou rond (Rec. CNC2M, §2.1(4))
- α_d et k_1 sont déterminés selon la direction de l'effort et la position du boulon vérifié dans la plaque :
(NF EN 1993-1-8, §3.6.1, Tableau 3.4 et Rec.CNC2M, §2.1(5))

Pinces et entraxes	Boulons de rive	Boulons intérieurs
	$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$	$\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$
	$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right)$	$k_1 = \min\left(1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right)$

Avec $L_0 = p_2$ pour des rangées alignées et $L_0 = \min(L ; 2 \cdot p_2)$ pour des boulons en quinconce (Rec. CNC2M, §2.1(6)).

Dans le cas d'une sollicitation non parallèle à l'un des bords de la plaque métallique, on décompose l'effort $F_{v,Ed}$ en deux composantes $F_{v,x,Ed}$ et $F_{v,y,Ed}$ selon les axes Ox et Oy parallèles aux bords de la plaque métallique, et on vérifie :

En situation normale :
$$\left(\frac{F_{v,x,Ed}}{F_{b,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,y,Ed}}{F_{b,y,Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{Rec.CNC2M, §2.1(5)})$$

On détermine les résistances $F_{b,x,Rd}$ et $F_{b,y,Rd}$ de manière identique au cas unidirectionnel mais en différenciant les coefficients k_1 et α_d définis séparément, en considérant alternativement l'orientation de l'effort selon Ox ou Oy .

En situation d'incendie :
$$\left(\frac{F_{v,fi,x,Ed}}{F_{b,fi,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,fi,y,Ed}}{F_{b,fi,y,Rd}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{Rec.CNC2M, §2.1(5)})$$

On détermine les résistances en situation d'incendie $F_{b,fi,x,Rd}$ et $F_{b,fi,y,Rd}$ de manière identique au cas unidirectionnel en multipliant les résistances en situation normale $F_{b,x,Rd}$ et $F_{b,y,Rd}$ par $k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$.

RESISTANCE A LA TRACTION DES SECTIONS NETTES

En situation normale, on vérifie :
$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (NF EN 1993-1-1, §6.2.3(2).b)$$

En situation d'incendie, à condition qu'il existe un élément de fixation dans chaque trou, la ruine en section nette au niveau des trous de fixation peut être ignorée, la température de l'acier étant moins élevée au droit des assemblages en raison de la présence d'une quantité de matière supplémentaire (NF EN 1993-1-2, §4.2.1 (5)).

Dans le cas contraire on vérifie :
$$N_{fi,Ed} \leq N_{u,fi,Rd} = N_{u,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$$

où : f_u résistance ultime à la traction de la plaque métallique attachée (cf. §2.2) [N/mm²]

A_{net} section nette [mm²] déterminée comme suit :

$$A_{net} = \min \begin{cases} A_{net,1} = A_g - n_1 \cdot t_p \cdot d_0 \\ A_{net,2} = A_g - n_2 \cdot t_p \cdot d_0 + \sum \frac{s^2 \cdot t_p}{4 \cdot p_2} \end{cases}$$

avec : $A_{net,1}$ section nette selon la ligne de rupture des n_1 boulons alignés [mm²]

$A_{net,2}$ section nette selon la ligne de rupture des n_2 boulons en quinconce [mm²]

d_0 diamètre du trou de boulon [mm]

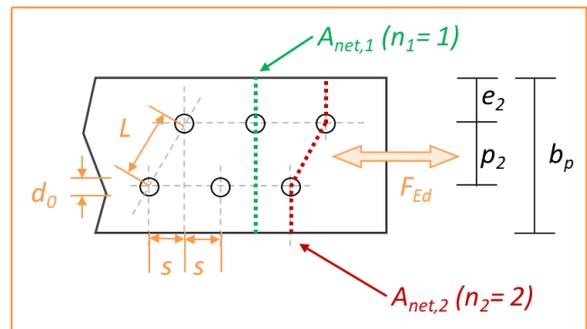
t_p épaisseur de la plaque [mm]

$A_g = b_p \cdot t_p$ section brute de la plaque [mm²]

b_p largeur brute de la plaque [mm]

s espacement entre boulons successifs en quinconce [mm]

p_2 espacement entre rangées successives [mm]



CISAILLEMENT DE BLOC

Dans le cas usuel d'une sollicitation unidirectionnelle V_{Ed} parallèle ou perpendiculaire à l'un des bords de la plaque métallique :

En situation normale, on vérifie :
$$V_{Ed} \leq V_{eff,Rd} = k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} + V_{eff,nv,Rd} \quad (NF EN 1993-1-8, §3.10.2)$$

$$\text{avec : } V_{eff,nt,Rd} = \frac{A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{et : } V_{eff,nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

En situation d'incendie, on vérifie :
$$V_{fi,Ed} \leq V_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + V_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0}) \quad (NF EN 1993-1-2, D.1.1.1)$$

avec : f_u résistance ultime à la traction de la plaque métallique attachée (cf. §2.2) [N/mm²]

f_y limite élastique de la plaque métallique attachée (cf. §2.2) [N/mm²]

$k_{ex} = 1,0$ pour un effort centré ; $k_{ex} = 0,5$ pour un effort excentré (NF EN 1993-1-8, §3.10.2(3))

A_{nt} section nette soumise à la traction déduction faite des trous de boulons (cf. figure ci-dessous) [mm²]

A_{nv} section nette soumise au cisaillement déduction faite des trous de boulons (cf. figure ci-dessous) [mm²]

Dans le cas de sollicitation combinée par deux efforts perpendiculaires entre eux N_{Ed} et V_{Ed} , on vérifie :

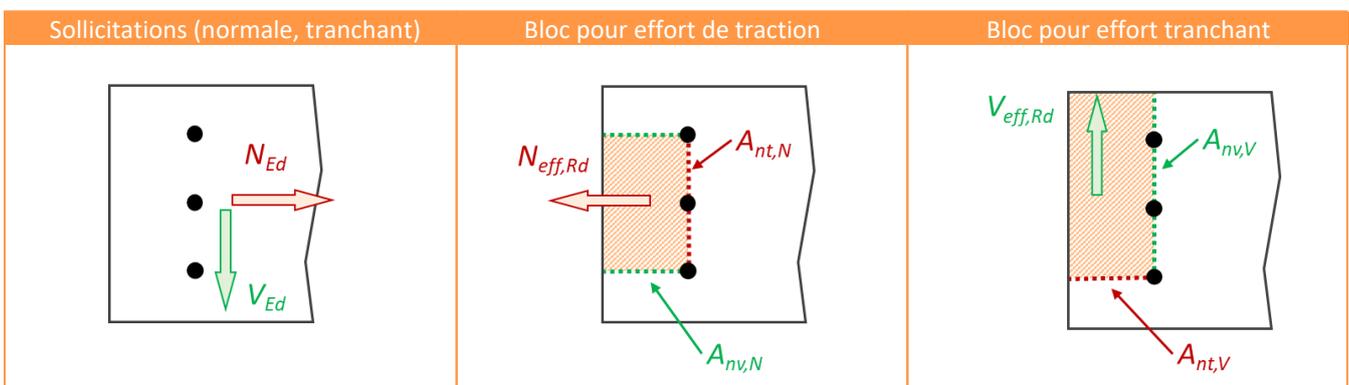
En situation normale :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{eff,Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{eff,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Rec. CNC2M, §2.1(10)})$$

où : $N_{eff,Rd} = k_{ex} \cdot N_{eff,nt,Rd} + N_{eff,nv,Rd}$ avec : $N_{eff,nt,Rd} = \frac{A_{nt,N} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ et : $N_{eff,nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv,N} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

et : $V_{eff,Rd} = k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} + V_{eff,nv,Rd}$ avec : $V_{eff,nt,Rd} = \frac{A_{nt,V} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ et : $V_{eff,nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv,V} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

en différenciant les sections nettes tendues et cisailée ($A_{nt,N}$ et $A_{nv,N}$) pour la sollicitation N_{Ed} , de celles ($A_{nt,V}$ et $A_{nv,V}$) pour la sollicitation V_{Ed} .



Définition des sections nettes tendue et cisailée selon la direction de l'effort

En situation d'incendie, on vérifie :

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{eff,fi,Rd}} + \frac{V_{fi,Ed}}{V_{eff,fi,Rd}} \leq 1,0$$

avec :

$$V_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + V_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0})$$

et :

$$N_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot N_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + N_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0})$$

PLAQUES METALLIQUES EN PARTIE COURANTE

La vérification des plaques métalliques en partie courante (en dehors de la zone boulonnée) comprend les vérifications suivantes (sauf indication contraire, les vérifications se font « sans instabilité ») :

- RESISTANCE A LA TRACTION
- RESISTANCE A LA COMPRESSION
- RESISTANCE A LA FLEXION
- RESISTANCE AU CISAILLEMENT
- RESISTANCE AUX EFFORTS COMBINES (EFFORT NORMAL, FLEXION, CISAILLEMENT)
- RESISTANCE A FLEXION AVEC INSTABILITE

RESISTANCE A LA TRACTION

En situation normale, on vérifie : $N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}\}$ (NF EN 1993-1-1, §6.2.3)

$$\text{avec : } N_{pl,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et : } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

En situation d'incendie, on vérifie : $N_{fi,Ed} \leq N_{t,fi,Rd} = \frac{k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \min\{N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; N_{u,Rd} \cdot \gamma_{M2}\}$
(NF EN 1993-1-2, §4.2.3.1)

- avec :
- f_u résistance ultime à la traction de la plaque métallique (cf. §2.2) [N/mm²]
 - f_y limite élastique de la plaque métallique (cf. §2.2) [N/mm²]
 - $A_g = b_p \cdot t_p$ section brute de la plaque soumise à la traction [mm²]
 - t_p épaisseur de la plaque [mm]
 - b_p largeur brute de la plaque [mm]
 - A_{net} la section nette [mm²] déterminée comme pour la résistance à la traction des sections nettes

RESISTANCE A LA COMPRESSION

En situation normale, on vérifie : $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ (NF EN 1993-1-1, §6.2.4)

En situation d'incendie, on vérifie : $N_{fi,Ed} \leq N_{c,fi,Rd} = N_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$
(NF EN 1993-1-2, §4.2.3.1)

- avec :
- f_y limite élastique de la plaque métallique (cf. §2.2) [N/mm²]
 - $A_g = b_p \cdot t_p$ section brute de la plaque soumise à la compression [mm²]
- où :
- b_p largeur brute de la plaque [mm]
 - t_p épaisseur de la plaque [mm]

RESISTANCE A LA FLEXION

En situation normale, on vérifie : $M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{y,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ (NF EN 1993-1-1, §6.2.5)

En situation d'incendie, on vérifie : $M_{fi,Ed} \leq M_{c,fi,Rd} = M_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$
(NF EN 1993-1-2, §4.2.3.3 & §4.2.3.4)

- avec :
- f_y limite élastique de la pièce métallique (cf. §2.2) [N/mm²]
 - $W_{y,u} = W_{el,min}$ pour le présent guide (approche simplifiée) et pour les plaques de classe 3 [mm³]
= W_{pl} lorsque la classe des plaques a été déterminée et que la plaque est de classe 1 ou 2
- où :
- $W_{el,min}$ moment statique élastique calculé avec la largeur utile b_u (pour le présent guide et la classe 3) [mm³]
 - W_{pl} moment statique plastique calculé avec la largeur utile b_u pour une plaque de classe 1 ou 2 [mm³]

RESISTANCE AU CISAILLEMENT

En situation normale, on vérifie :
$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{v,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (NF EN 1993-1-1, §6.2.6)$$

En situation d'incendie, on vérifie :
$$V_{fi,Ed} \leq V_{c,fi,Rd} = V_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (NF EN 1993-1-2, §4.2.3.3 \& §4.2.3.4)$$

avec : f_y limite élastique de la plaque métallique (cf. §2.2) [N/mm²]

$A_{v,u} = 0,9 \cdot b_{v,u} \cdot t_p$ section transversale utile soumise au cisaillement [mm²]

où : $b_{v,u}$ largeur utile de la section cisailée, calculé avec la largeur utile b_u [mm]

t_p épaisseur de la section cisailée [mm]

RESISTANCE AUX EFFORTS COMBINES (EFFORT NORMAL, FLEXION, CISAILLEMENT)

En situation normale, on vérifie :
$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{(1-\rho) \cdot M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (NF EN 1993-1-1, §6.2.9 \& §6.2.10)$$

En situation d'incendie, on vérifie :
$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{c,fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Ed}}{(1-\rho) \cdot M_{c,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (NF EN 1993-1-2, §4.2.3.5)$$

avec :
$$N_{c,fi,Rd} = N_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{et} \quad M_{c,fi,Rd} = M_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$$

avec : $N_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ tel que décrit précédemment

$M_{c,Rd} = \frac{W_{y,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ tel que décrit précédemment

ρ est un facteur réducteur de la limite élastique prenant en compte l'interaction avec le cisaillement :

si $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} > 0,50$ alors :
$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \text{sinon : } \rho = 0 \quad (NF EN 1993-1-1, §6.2.10)$$

INSTABILITE EN COMPRESSION OU FLEXION

En situation normale, on vérifie :
$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi_B \cdot \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{ou :} \quad M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{y,u} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (NF EN 1993-1-1, §6.3.1.1) \quad (NF EN 1993-1-1, §6.3.2.1)$$

En notant [i] l'indice du coefficient réducteur $\chi_{[i]}$ avec [i] = B en compression ou [i] = LT en flexion, on détermine :

$$\chi_{[i]} = \min \left\{ \frac{1}{\phi_{[i]} + \sqrt{\phi_{[i]}^2 - \bar{\lambda}_{[i]}^2}} ; 1,0 \right\} \quad \text{avec :} \quad \phi_{[i]} = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha_{[i]} \cdot (\bar{\lambda}_{[i]} - 0,2) + \bar{\lambda}_{[i]}^2 \right) \quad \text{et :}$$

en compression : $\alpha_B = 0,49$ et :
$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_{cr}}} \approx \frac{1}{27,1 \cdot \varepsilon} \cdot \frac{L_B}{t_p} \quad (NF EN 1993-1-1, Tableau 6.1, courbe c) \quad (\text{approximation pour section rectangulaire})$$

en flexion : $\alpha_{LT} = 0,76$ et : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{k_c}{41,7 \cdot \varepsilon} \cdot \sqrt{\frac{L_{LT} \cdot h}{t_p^2}}$
 (NF EN 1993-1-1, Tableau 6.3, courbe d) (approximation pour section rectangulaire)

En situation d'incendie, on vérifie :

en compression : $N_{b,fi,Ed} \leq N_{b,fi,Rd} = N_{b,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\chi_{B,fi}}{\chi_B} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}}$ (NF EN 1993-1-2, §4.2.3.2)

en flexion : $M_{b,fi,Ed} \leq M_{b,fi,Rd} = M_{b,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\chi_{LT,fi}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}}$ (NF EN 1993-1-2, §4.2.3.3 & §4.2.3.4)

avec en compression comme en flexion : $\alpha_{[i],\theta} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 \cdot \varepsilon$ et : $\bar{\lambda}_{[i],\theta} = \bar{\lambda}_{[i]} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$

avec : f_y limite élastique de la pièce métallique (cf. §2.2) [N/mm²]

A_g tel que décrit précédemment (cf. Résistance à la compression)

$W_{y,u}$ tel que décrit précédemment (cf. Résistance à la flexion)

et : $\chi_{[i]}$ coefficient de réduction pour le flambement ([i] = B) ou le déversement ([i] = LT)

$L_{[i]}$ portée ou longueur en console [mm]

k_c facteur de correction pris égale à 1,0 de manière sécuritaire (NF EN 1993-1-1, §6.3.2.3, Tableau 6.6)

h hauteur de la section fléchée [mm]

t_p épaisseur de la section fléchée [mm]

PLAQUE METALLIQUE D'APPUI (SOMMIER) AU CONTACT DE LA PIECE DE BOIS

Dans ce qui suit, à titre illustratif, le détail des dimensions correspond à une section en H soudée en-dessous d'une plaque métallique d'appui rectangulaire formant un sommier en contact avec la pièce de bois portée.

Dans cette configuration acier-bois, la semelle d'un tronçon en T équivalent comprimé peut être utilisée pour modéliser les résistances de calcul combinées des composants de base suivants :

- la plaque d'appui fléchée sous l'effet de la compression, en combinaison avec,
- la pièce de bois comprimée

RÉSISTANCE A LA COMPRESSION LOCALISEE AU CONTACT DU BOIS

Dans le cas d'un sommier portant une pièce de bois (dont le fil est parallèle à l'effort de compression $N_{c,Ed}$), on détermine sa résistance à la compression localisée de manière similaire en prenant :

$$f_{jd,b} = f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} \quad (NF EN 1993-1-8, §6.2.5 et NF EN 1995-1-1, §2.4.1(1) \& §6.1.4)$$

$$f_{jd,b,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} \quad (NF EN 1993-1-8, §6.2.5 et NF EN 1995-1-2, §2.3)$$

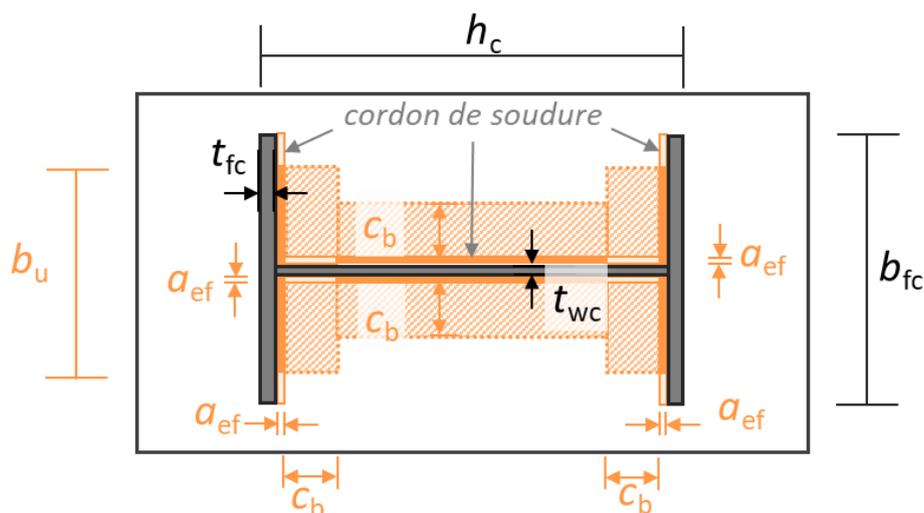
avec : k_{mod} coefficient de modification (NF EN 1995-1-1, §3.1.3)

γ_M coefficient partiel du matériau de la pièce de bois (NF EN 1995-1-1, §2.4.1 et son AN)

$f_{c,0,k}$ résistance caractéristique à la compression parallèle du bois [N/mm²]

$k_{mod,fi}$ =1,0 (NF EN 1995-1-2, §2.3(2))

k_{fi} coefficient selon NF EN 1995-1-2, Tableau 2.1



RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T EQUIVALENT – ACIER - BOIS

En situation normale, on vérifie : $N_{c,Ed} \leq N_{cb,Rd} = A_{ef,cb} \cdot f_{jd,b}$ (NF EN 1993-1-1, §6.2.6)

En situation d'incendie, on vérifie : $N_{c,fi,Ed} \leq N_{cb,fi,Rd} = A_{ef,cb,fi} \cdot f_{jd,b,fi} \cdot k_{y,\theta}$ (NF EN 1993-1-2, §4.2.3.3 & §4.2.3.4)

avec : $f_{jd,b}$ valeur de calcul de la résistance à la compression localisée du sommier sur bois [N/mm²]

$$A_{ef,cb} = 2 \cdot (b_{ef,fc} \cdot h_{ef,fc}) + b_{ef,wc} \cdot h_{ef,wc} \quad \text{aire efficace de compression localisée sur bois [mm}^2\text{]}$$

où : $b_{ef,fc} = c_b + \alpha_{ef}$ largeur efficace au droit des plaques latérales [mm]

$$h_{ef,fc} = \min[b_u ; b_{fc}] \quad \text{longueur efficace au droit des plaques latérales [mm]}$$

$$b_{ef,wc} = t_{wc} + 2 \cdot (c_b + \alpha_{ef}) \quad \text{largeur efficace au droit de la barre du profil en H [mm]}$$

$$h_{ef,wc} = \max[h_c - 2 \cdot (t_{fc} + c_b + \alpha_{ef}) ; 0] \quad \text{longueur efficace au droit de la barre du profil en H [mm]}$$

b_u largeur utile (cf. §2.1) d'une aile complète du profil en H [mm]

b_{fc} et h_c largeur et longueur des plaques formant le profil en H [mm]

t_{fc} et t_{wc} épaisseurs respectives des plaques formant les ailes et l'âme du profil en H [mm]

avec : $c_b = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd,b} \cdot \gamma_{M0}}}$ longueur efficace additionnelle sur bois [mm]

où : t_p épaisseur de la plaque métallique d'assise [mm]
 f_y limite élastique de la plaque métallique d'assise [N/mm²]

NOTE : En situation d'incendie, $A_{ef,cb}$ est calculée avec $c_{b,fi}$ elle-même déterminée avec $f_{jd,b,fi}$ et $\gamma_{M,fi}$, en tenant compte de la réduction de section du bois (profondeur de carbonisation $d_{ef} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0$ selon NF EN 1995-1-1, §4.2.2.1)

et : $\alpha_{ef} = 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot \alpha$ largeur efficace additionnelle liée à la soudure de gorge :

$$\alpha = \max[0,7 \cdot \min(t_{fc} ; t_{wc}) ; 3,0] \quad \text{[mm]}$$

NOTE : La largeur efficace α_{ef} correspond à la longueur de la soudure à la racine $\sqrt{2} \cdot \alpha$ limitée à 80% (début de la flexibilité de la plaque au droit de la soudure selon NF EN 1993-1-8).

PLAQUE METALLIQUE D'ASSISE (SEMELLE) AU CONTACT DU SUPPORT BETON

Dans ce qui suit, à titre illustratif, le détail des dimensions correspond à une section en H soudée au-dessus d'une plaque métallique d'assise rectangulaire formant semelle en contact avec le béton (ou mortier de calage),

Si l'appui est constitué de mortier de scellement, il devra respecter les dispositions suivantes :

- De manière générale, l'épaisseur du scellement ne doit pas excéder 0,2 fois la plus petite largeur de la plaque métallique d'assise, et sa résistance caractéristique ne doit pas être inférieure à 0,2 fois la résistance caractéristique f_{ck} du béton de fondation.
- Dans les cas où l'épaisseur du scellement est supérieure à 50 mm, il convient que la résistance caractéristique du scellement soit au moins égale à celle du béton de fondation.

Dans cette configuration acier-béton, la semelle d'un tronçon en T équivalent comprimé peut être utilisée pour modéliser les résistances de calcul combinées des composants de base suivants :

- la plaque d'appui fléchiée sous l'effet de la compression, en combinaison avec,
- le béton et/ou mortier de calage comprimé

Le cas échéant (en cas d'effort de soulèvement), la semelle d'un tronçon en T équivalent tendu peut être utilisée pour modéliser les résistances de calcul de la plaque métallique d'assise au droit des ancrages.

RESISTANCE A LA COMPRESSION LOCALISEE AU CONTACT DU BETON

Dans le cas d'une plaque d'assise sur support béton ou mortier de scellement, on détermine sa résistance à la compression localisée en fonction des dimensions de la fondation et de la plaque métallique :

$$f_{jd,p} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \alpha_{bf} = \beta_j \cdot \left(\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \cdot \alpha_{bf} \quad (NF EN 1993-1-8, §6.2.5 \text{ et } NF EN 1992-1-1, §3.1.6(1))$$

avec : $f_{jd,p}$ valeur de calcul de la résistance à la compression localisée de la plaque d'assise sur béton [N/mm²]

β_j = 2/3 si les dimensions de la fondation sont connues ; β_j = 1,0 dans le cas contraire.

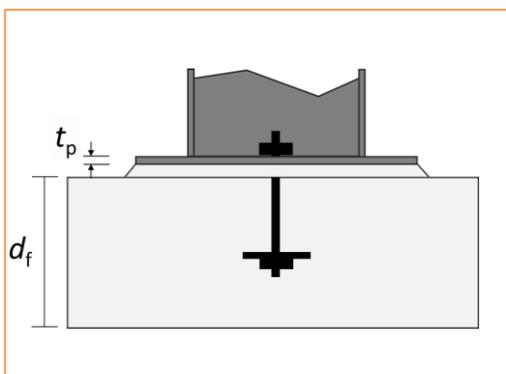
α_{cc} = 1,0 (NF EN 1992-1-1, §3.1.6(1) et son AN)

f_{ck} résistance caractéristique à la compression du béton (NF EN 1992-1-1, Tableau 3.1) [N/mm²]

α_{bf} correspond au terme $F_{Rdu} / (b_{eff} \cdot L_{eff})$ de l'équation (6.6) (NF EN 1993-1-8, §6.2.5(7))

avec : $\alpha_{bf} = 1,0$ si les dimensions de la fondation ne sont pas connues,

$$\text{sinon : } \alpha_{bf} = \min \left\{ 1 + \frac{d_f}{\max(h_p; b_p)} ; 1 + 2 \cdot \frac{e_h}{h_p} ; 1 + 2 \cdot \frac{e_b}{b_p} ; 3,0 \right\}$$



où :

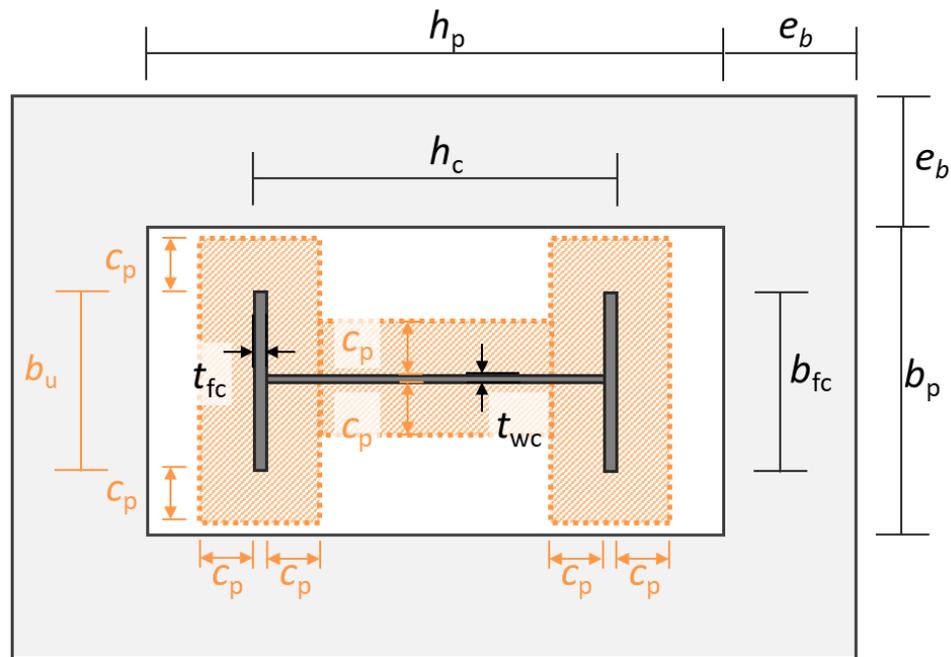
b_p et h_p largeur et longueur de la plaque métallique d'assise [mm]

e_h et e_b distances de la plaque métallique d'assise au bord de la fondation béton [mm]

d_f hauteur de la fondation béton [mm]

(toutes les dimensions sont illustrées dans les figures ci-contre)

NOTE : Si les dimensions de la fondation ne sont pas connues (ou finies) $\beta_j = 1,0$ et $\alpha_{bf} = 1,0$ équivalent à prendre $f_{jd,p} = f_{cd}$.



(NOTE : dans le cas illustré ici, $b_u = b_{fc}$)

RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T EQUIVALENT – ACIER - BETON

En situation normale, on vérifie : $N_{c,Ed} \leq N_{cp,Rd} = A_{ef,cp} \cdot f_{jd,p}$ (NF EN 1993-1-1, §6.2.6)

En situation d'incendie, on vérifie : $N_{c,fi,Ed} \leq N_{cp,fi,Rd} = N_{cp,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_{M,fi}}$
(NF EN 1993-1-2, §4.2.3.3 & §4.2.3.4)

avec : $f_{jd,p}$ valeur de calcul de la résistance à la compression localisée de la plaque d'assise sur béton [N/mm²]

$$A_{ef,cp} = b_{ef,cp} \cdot h_{ef,cp} - b_{0,wp} \cdot h_{0,wp} \quad \text{aire efficace de compression localisée sur bois [mm}^2\text{]}$$

où : $b_{ef,cp} = \min[b_p ; b_u + 2 \cdot c_p]$ largeur efficace bornée par la largeur de la plaque [mm]

$$h_{ef,cp} = \min[h_p ; h_c + 2 \cdot c_p] \quad \text{longueur efficace bornée par la longueur de la plaque [mm]}$$

$$b_{0,wp} = \max[b_{ef,cp} - t_{wc} - 2 \cdot c_p ; 0] \quad \text{largeur inefficace au droit de la barre du profil en H [mm]}$$

$$h_{0,wp} = \max[h_c - 2 \cdot t_{fc} - 2 \cdot c_p ; 0] \quad \text{longueur inefficace au droit de la barre du profil en H [mm]}$$

b_p et h_p largeur et longueur de la plaque métallique d'assise [mm]

b_{fc} et h_c largeur et longueur des plaques formant le profil en H [mm]

b_u largeur utile (cf. §2.1) d'une aile complète du profil en H [mm]

t_{fc} et t_{wc} épaisseurs respectives des plaques formant les ailes et l'âme du profil en H [mm]

$$\text{avec : } c_p = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd,p} \cdot \gamma_{M0}}} \quad \text{longueur efficace additionnelle sur béton [mm]}$$

où : t_p épaisseur de la plaque métallique d'assise [mm]

f_y limite élastique de la plaque métallique d'assise [N/mm²]

RESISTANCE A LA TRACTION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T EQUIVALENT – ACIER - BETON

Dans le cas d'une plaque métallique d'assise (semelle) au contact du support béton, la résistance à la traction d'un tronçon en T équivalent peut être évaluée selon NF EN 1993-1-8, §6.2.4 en considérant directement la présence d'effet de levier et l'absence de contre-plaques, en appliquant la Méthode 1 du Tableau 6.2 de la NF EN 1993-1-8, et en appliquant les dispositions complémentaires du §4.3.3 des *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8* (notamment les Tableaux 14, 15, 16 et 17). On en rappelle ci-dessous les principes généraux.

En situation normale, on vérifie :

$$N_{t,Ed} \leq F_{T,Rd} = \min \{ F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} \}$$

(NF EN 1993-1-8, §6.2.4 et Rec. CNC2M, §4.3.3)

En situation d'incendie, on vérifie :

$$N_{t,fi,Ed} \leq F_{T,fi,Rd} = \frac{k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \min \{ F_{T,1,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; F_{T,2,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; F_{T,3,Rd} \cdot \gamma_{M2} \}$$

avec : $F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m}$

et : $M_{pl,1,Rd} = \frac{\min \{ l_{eff,cp} ; l_{eff,nc} \} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

et : $M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff,nc} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$

où : $n = \min(e_{min} ; 1,25 \cdot m)$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$F_{t,Rd}$ = résistance à la traction d'un boulon (NF EN 1993-1-8, Tableau 3.4)

où : $l_{eff,cp}$ longueur efficace des modes de ruine circulaires (Rec. CNC2M, §4.3.3(4))

$l_{eff,nc}$ longueur efficace des modes de ruine non circulaires (Rec. CNC2M, §4.3.3(4))

NOTE : Le Tableau 15 (respectivement Tableau 16) des Rec. CNC2M, §4.3.3(4) donne les longueurs efficaces d'une rangée de boulons isolée (respectivement rangées boulons en groupe).

t_p épaisseur de la plaque métallique d'assise [mm]

f_y limite élastique de la plaque métallique d'assise (cf. §2.2) [N/mm²]

e_{min} distance minimale de la rangée de boulons à la rive [mm] NF EN 1993-1-8, Fig. 6.2 et Fig. 6.8

m distance de la rangée de boulons à l'âme du tronçon en T [mm] NF EN 1993-1-8, Fig. 6.2 et Fig. 6.8

NOTE : Il convient de se référer aux Rec. CNC2M, §4.3.3 pour le détail de ces calculs qui n'est pas repris ici, ainsi qu'au §3(4) pour la vérification que les soudures d'angle sont pleinement résistantes.

ANCRAGES

Pour la vérification des tiges d'ancrage, il convient de se référer au §6 des *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8*. On en rappelle ci-dessous les principes généraux.

Dans le cas usuel d'une sollicitation unidirectionnelle $F_{t,Ed}$ de traction sur la tige d'ancrage :

En situation normale, on vérifie :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,anqr,Rd} = \min \{ F_{t,b,Rd} ; F_{t,c,Rd} \} \quad (\text{Rec. CNC2M, §6(6)})$$

avec la résistance de la tige :

$$F_{t,b,Rd} = \beta_{anqr} \cdot \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Rec. CNC2M, §6(4)})$$

et l'adhérence dans le béton :

$$F_{t,c,Rd} = \frac{A_{anqr} \cdot f_{t,anqr,c}}{\gamma_c} \quad (\text{Rec. CNC2M, Tableau 19})$$

En situation d'incendie, on vérifie :

$$F_{t,fi,Ed} \leq F_{t,ancr,fi,Rd} = \frac{k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \min\{F_{t,b,Rd} \cdot \gamma_{M2} ; F_{t,c,Rd} \cdot \gamma_c\}$$

avec : f_{ub} résistance ultime à la traction de la tige filetée (cf. §2.2) [N/mm²]

$f_{t,ancr,c}$ contrainte ultime d'adhérence [N/mm²] :

$$f_{t,ancr,c} = 0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{pour une tige droite ou un crochet} \quad (\text{Rec. CNC2M, §6(5)})$$

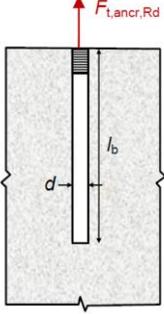
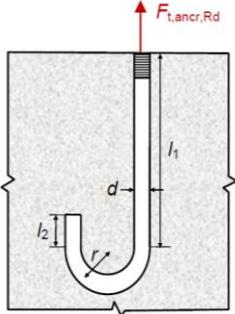
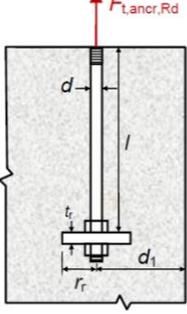
$$f_{t,ancr,c} = f_{ck} \quad \text{pour une tige avec plaque d'ancrage} \quad (\text{Rec. CNC2M, Tableau 19})$$

NOTE : On retrouve l'écriture de f_{bd} et f_{cd} et du Tableau 19 des Rec. CNC2M en divisant $f_{t,ancr,c}$ par γ_c .

β_{ancr} = 0,85 coefficient pour la résistance à la traction de la tige d'ancrage (Rec. CNC2M, §6(4))

A_s surface de contrainte nominale de la tige filetée (cf. §2.2) [mm²]

A_{ancr} surface d'adhérence de la tige [mm²] (Rec. CNC2M, Tableau 19)

tige droite	crochet	avec plaque d'ancrage
		
$A_{ancr} = \pi \cdot d \cdot l_b$	$A_{ancr} = \pi \cdot d \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2)$	$A_{ancr} = 2,55 \cdot \pi \cdot \left(r_r^2 - \frac{d^2}{4} \right) \cdot \left(1 - \frac{r_r}{v} \right)$
	$r \geq 3 \cdot d$ et $1,5 \cdot d \leq l_2 \leq 2 \cdot d$	$v = \min(l; d; p)$ p = entraxe des tiges $t_r \geq 0,3 \cdot r_r$

Dans le cas de sollicitation combinée en traction $F_{t,Ed}$ et cisaillement $F_{v,Ed}$, on vérifie de manière sécuritaire :

En situation normale :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{vb,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,ancr,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Rec. CNC2M, §6(8)})$$

avec la résistance au cisaillement de la tige :

$$F_{vb,Rd} = \alpha_{bc} \cdot \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Rec. CNC2M, §6(7)})$$

En situation d'incendie, on vérifie :

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{F_{vb,fi,Rd}} + \frac{F_{t,fi,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,ancr,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{où : } F_{vb,fi,Rd} = F_{vb,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$$

avec : $\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 \cdot \min(f_{yb} ; 640)$ (Rec. CNC2M, §6(7))

f_{ub} résistance ultime à la traction de la tige filetée (cf. §2.2) [N/mm²]

f_{yb} limite d'élasticité de la tige à la traction de la tige filetée (cf. §2.2) [N/mm²]

A_s surface de contrainte nominale de la tige filetée (cf. §2.2) [mm²]

et : $F_{t,ancr,Rd}$ et $F_{t,ancr,fi,Rd}$ déterminés tel que décrit plus haut.

NOTE : Il convient de se référer aux Rec. CNC2M, §6 pour le détail de ces calculs qui n'est pas repris ici.

2.4. RESISTANCE DE L'ACIER EN SITUATION D'INCENDIE

PRINCIPE

La résistance de l'acier en situation d'incendie est prise en compte dans le dimensionnement par le biais de coefficients réducteurs :

- * $k_{y,\theta}$ coefficient réducteur de la résistance des plaques métalliques
- * $k_{b,\theta}$ coefficient réducteur de la résistance des boulons
- * $k_{E,\theta}$ coefficient réducteur de la résistance au flambement

Ces coefficients réducteurs dépendent de la température de l'acier θ_a à l'instant t et du facteur de massivité de l'élément métallique concerné. Ils sont donnés pour divers paliers de température dans le tableau ci-dessous.

Le rapport $\frac{A_m}{V}$ est appelé **facteur de massivité** pour les éléments métalliques non protégés (au moins égal à 10 m^{-1})

où : A_m la surface de l'élément par unité de longueur [m^2/m]
 V le volume de l'élément par unité de longueur [m^3/m]

La température de l'acier θ_a à l'instant t visé se détermine de manière itérative selon un processus quelque peu complexe décrit ci-après.

Afin de faciliter le dimensionnement, **le tableau ci-contre présente les valeurs des coefficients réducteurs $k_{y,\theta}$, $k_{b,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour diverses valeurs du facteur de massivité et pour des durées d'exposition de 15, 30 et 60 minutes.**

COEFFICIENTS REDUCTEURS DE LA RESISTANCE DE L'ACIER EN SITUATION D'INCENDIE

On rappelle ici les coefficients réducteurs $k_{y,\theta}$, $k_{b,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ donnés pour divers paliers de température :

- * pour les sections de classe 1,2 et 3 : au Tableau 3.1 de la NF EN 1993-1-2
- * pour les boulons : au Tableau D.1 de la NF EN 1993-1-2

Température de l'acier θ_a [°C]	Sections de classe 1,2 et 3	Boulons	Flambement en situation d'incendie
	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,00	1,000	1,0000
100	1,00	0,968	1,0000
200	1,00	0,935	0,9000
300	1,00	0,903	0,8000
400	1,00	0,775	0,7000
500	0,78	0,550	0,6000
600	0,47	0,220	0,3100
700	0,23	0,100	0,1300
800	0,11	0,067	0,0900
900	0,06	0,033	0,0675
1000	0,04	0,000	0,0450
1100	0,02	0,000	0,0225
1200	0,00	0,000	0,0000

Pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

COEFFICIENTS REDUCTEURS EN FONCTION DU FACTEUR DE MASSIVITE – ACIER AU CARBONE ($E_M=0,7$)

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des coefficients réducteurs de la résistance d'un **acier au carbone** calculés pour les durées de résistance au feu les plus usuelles R 15, R 30 et R 60, pour diverses valeurs du **facteur de massivité A_m / V** .

ACIER AU CARBONE $\epsilon_m = 0,7$	Durée de résistance au feu requise [min]								
	R 15			R 30			R 60		
A_m/V [m ⁻¹]	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
10	1,000	0,964	0,987	1,000	0,917	0,843	0,628	0,388	0,457
20	1,000	0,937	0,907	0,932	0,706	0,669	0,187	0,088	0,116
30	1,000	0,914	0,836	0,614	0,373	0,444	0,093	0,055	0,082
40	1,000	0,868	0,773	0,383	0,177	0,245	0,060	0,033	0,067
50	1,000	0,797	0,717	0,253	0,111	0,147	0,055	0,025	0,062
60	0,931	0,705	0,669	0,204	0,093	0,121	0,054	0,023	0,061
70	0,840	0,611	0,627	0,189	0,089	0,116	0,053	0,022	0,060
80	0,754	0,522	0,575	0,180	0,086	0,113	0,053	0,021	0,059
90	0,660	0,422	0,487	0,166	0,082	0,109	0,053	0,021	0,059
100	0,580	0,337	0,413	0,149	0,078	0,103	0,052	0,020	0,059
110	0,512	0,265	0,349	0,133	0,073	0,098	0,052	0,020	0,059
120	0,458	0,214	0,301	0,119	0,069	0,093	0,052	0,020	0,059
130	0,420	0,195	0,273	0,109	0,066	0,090	0,052	0,020	0,059
140	0,388	0,179	0,248	0,105	0,064	0,088	0,052	0,020	0,058
150	0,360	0,165	0,228	0,103	0,062	0,087	0,052	0,020	0,058
160	0,337	0,153	0,210	0,101	0,061	0,086	0,052	0,020	0,058
170	0,317	0,143	0,195	0,099	0,059	0,085	0,052	0,019	0,058
180	0,300	0,135	0,182	0,098	0,059	0,084	0,052	0,019	0,058
190	0,285	0,128	0,171	0,097	0,058	0,084	0,052	0,019	0,058
200	0,273	0,121	0,162	0,096	0,057	0,084	0,052	0,019	0,058
210	0,262	0,116	0,154	0,095	0,057	0,083	0,052	0,019	0,058
220	0,253	0,111	0,147	0,095	0,057	0,083	0,052	0,019	0,058
230	0,245	0,107	0,141	0,094	0,056	0,083	0,052	0,019	0,058
240	0,238	0,104	0,136	0,094	0,056	0,083	0,052	0,019	0,058
250	0,232	0,101	0,131	0,094	0,056	0,083	0,051	0,019	0,058
275	0,225	0,099	0,128	0,093	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
300	0,220	0,097	0,127	0,093	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
325	0,217	0,096	0,126	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
350	0,214	0,096	0,125	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
375	0,212	0,095	0,124	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
400	0,210	0,095	0,123	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
450	0,208	0,094	0,123	0,091	0,054	0,082	0,051	0,019	0,058
500	0,205	0,093	0,122	0,091	0,054	0,081	0,051	0,018	0,058
600	0,202	0,092	0,121	0,091	0,054	0,081	0,051	0,018	0,058
700	0,200	0,092	0,120	0,090	0,054	0,081	0,051	0,018	0,058
800	0,199	0,091	0,120	0,090	0,054	0,081	0,051	0,018	0,057

Pour un facteur de massivité compris entre deux valeurs listées, lire (de manière sécuritaire) les coefficients réducteurs du facteur de massivité listé immédiatement supérieur.

COEFFICIENTS REDUCTEURS EN FONCTION DU FACTEUR DE MASSIVITE – ACIER INOXYDABLE ($E_M=0,4$)

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des coefficients réducteurs de la résistance d'un **acier inoxydable** calculés pour les durées de résistance au feu les plus usuelles R 15, R 30 et R 60, pour diverses valeurs du **facteur de massivité A_m / V** .

ACIER INOXYDABLE $\epsilon_m = 0,4$	Durée de résistance au feu requise								
	[min]								
	R 15			R 30			R 60		
A_m/V [m ⁻¹]	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
10	1,000	0,972	1,000	1,000	0,938	0,908	0,967	0,741	0,685
20	1,000	0,952	0,950	1,000	0,868	0,773	0,383	0,176	0,244
30	1,000	0,934	0,896	0,922	0,695	0,665	0,190	0,089	0,117
40	1,000	0,918	0,846	0,718	0,484	0,542	0,131	0,073	0,097
50	1,000	0,903	0,801	0,518	0,271	0,355	0,085	0,050	0,079
60	1,000	0,851	0,760	0,388	0,179	0,249	0,065	0,036	0,070
70	1,000	0,804	0,722	0,297	0,134	0,181	0,058	0,029	0,065
80	0,975	0,749	0,688	0,231	0,100	0,131	0,055	0,026	0,062
90	0,907	0,680	0,658	0,208	0,094	0,123	0,054	0,024	0,061
100	0,847	0,619	0,630	0,195	0,090	0,118	0,054	0,023	0,060
110	0,793	0,563	0,606	0,188	0,088	0,116	0,053	0,022	0,060
120	0,730	0,497	0,553	0,183	0,087	0,114	0,053	0,022	0,060
130	0,669	0,432	0,496	0,176	0,085	0,112	0,053	0,021	0,059
140	0,614	0,373	0,445	0,167	0,083	0,109	0,053	0,021	0,059
150	0,565	0,321	0,399	0,156	0,080	0,105	0,053	0,021	0,059
160	0,521	0,275	0,358	0,146	0,077	0,102	0,052	0,021	0,059
170	0,482	0,233	0,321	0,136	0,074	0,099	0,052	0,020	0,059
180	0,452	0,211	0,297	0,127	0,072	0,096	0,052	0,020	0,059
190	0,428	0,199	0,278	0,119	0,069	0,093	0,052	0,020	0,059
200	0,406	0,188	0,262	0,112	0,067	0,091	0,052	0,020	0,059
210	0,386	0,178	0,247	0,108	0,066	0,089	0,052	0,020	0,059
220	0,368	0,169	0,233	0,106	0,064	0,088	0,052	0,020	0,059
230	0,352	0,161	0,221	0,104	0,063	0,087	0,052	0,020	0,058
240	0,337	0,154	0,210	0,103	0,062	0,087	0,052	0,020	0,058
250	0,324	0,147	0,201	0,101	0,061	0,086	0,052	0,020	0,058
275	0,297	0,133	0,180	0,099	0,059	0,085	0,052	0,019	0,058
300	0,276	0,123	0,164	0,097	0,058	0,084	0,052	0,019	0,058
325	0,259	0,114	0,152	0,096	0,057	0,084	0,052	0,019	0,058
350	0,246	0,108	0,142	0,095	0,057	0,083	0,052	0,019	0,058
375	0,235	0,103	0,134	0,094	0,056	0,083	0,052	0,019	0,058
400	0,228	0,100	0,129	0,094	0,056	0,083	0,052	0,019	0,058
450	0,222	0,098	0,127	0,093	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
500	0,217	0,097	0,126	0,093	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
600	0,212	0,095	0,124	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
700	0,208	0,094	0,123	0,091	0,054	0,082	0,051	0,019	0,058
800	0,205	0,093	0,122	0,091	0,054	0,082	0,051	0,019	0,058

Pour un facteur de massivité compris entre deux valeurs listées, lire (de manière sécuritaire) les coefficients réducteurs du facteur de massivité listé immédiatement supérieur.

COEFFICIENTS REDUCTEURS EN FONCTION DU FACTEUR DE MASSIVITE – AUTRES ACIERS ($\epsilon_M=0,8$)

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des coefficients réducteurs de la résistance de l'acier calculés pour les durées de résistance au feu les plus usuelles R 15, R 30 et R 60, pour diverses valeurs du **facteur de massivité A_m / V** .

AUTRE ACIER $\epsilon_m = 0,8$	Durée de résistance au feu requise [min]								
	R 15			R 30			R 60		
	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
A_m/V [m ⁻¹]									
10	1,000	0,961	0,979	1,000	0,910	0,823	0,514	0,267	0,351
20	1,000	0,933	0,892	0,865	0,637	0,639	0,171	0,084	0,110
30	1,000	0,908	0,816	0,517	0,270	0,354	0,077	0,044	0,075
40	1,000	0,839	0,750	0,316	0,143	0,195	0,057	0,028	0,064
50	0,982	0,757	0,692	0,217	0,096	0,126	0,054	0,024	0,061
60	0,874	0,646	0,643	0,192	0,089	0,117	0,053	0,022	0,060
70	0,782	0,552	0,601	0,182	0,087	0,114	0,053	0,021	0,059
80	0,674	0,437	0,501	0,167	0,083	0,109	0,053	0,021	0,059
90	0,583	0,341	0,416	0,148	0,077	0,103	0,052	0,020	0,059
100	0,508	0,260	0,346	0,130	0,072	0,097	0,052	0,020	0,059
110	0,451	0,210	0,296	0,115	0,068	0,092	0,052	0,020	0,059
120	0,410	0,190	0,265	0,107	0,065	0,089	0,052	0,020	0,058
130	0,376	0,173	0,239	0,104	0,063	0,087	0,052	0,020	0,058
140	0,347	0,159	0,218	0,101	0,061	0,086	0,052	0,020	0,058
150	0,323	0,147	0,200	0,099	0,060	0,085	0,052	0,019	0,058
160	0,303	0,137	0,185	0,098	0,059	0,084	0,052	0,019	0,058
170	0,286	0,128	0,172	0,097	0,058	0,084	0,052	0,019	0,058
180	0,272	0,121	0,162	0,096	0,057	0,084	0,052	0,019	0,058
190	0,260	0,115	0,153	0,095	0,057	0,083	0,052	0,019	0,058
200	0,250	0,110	0,145	0,094	0,056	0,083	0,052	0,019	0,058
210	0,242	0,106	0,139	0,094	0,056	0,083	0,052	0,019	0,058
220	0,234	0,102	0,133	0,094	0,056	0,083	0,051	0,019	0,058
230	0,229	0,100	0,130	0,093	0,056	0,083	0,051	0,019	0,058
240	0,226	0,099	0,129	0,093	0,056	0,082	0,051	0,019	0,058
250	0,224	0,098	0,128	0,093	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
275	0,219	0,097	0,126	0,093	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
300	0,216	0,096	0,125	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
325	0,213	0,095	0,124	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
350	0,211	0,095	0,124	0,092	0,055	0,082	0,051	0,019	0,058
375	0,209	0,094	0,123	0,091	0,054	0,082	0,051	0,019	0,058
400	0,208	0,094	0,123	0,091	0,054	0,082	0,051	0,019	0,058
450	0,205	0,093	0,122	0,091	0,054	0,081	0,051	0,018	0,058
500	0,203	0,093	0,121	0,091	0,054	0,081	0,051	0,018	0,058
600	0,201	0,092	0,120	0,091	0,054	0,081	0,051	0,018	0,058
700	0,199	0,091	0,120	0,090	0,054	0,081	0,051	0,018	0,057
800	0,198	0,091	0,119	0,090	0,054	0,081	0,051	0,018	0,057

Pour un facteur de massivité compris entre deux valeurs listées, lire (de manière sécuritaire) les coefficients réducteurs du facteur de massivité listé immédiatement supérieur.

TEMPERATURE DE L'ACIER EN FONCTION DU TEMPS

La température des gaz Θ_g à l'instant t se détermine selon NF EN 1991-1-2 §3.2.1 sur la base de la courbe température temps normalisée :

$$\Theta_g(t) = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad \text{et à } t_0 = 0 \quad \Theta_g(t_0) = 20^\circ\text{C}$$

avec : $\Theta_g(t)$ température des gaz à l'instant t à proximité de l'élément [$^\circ\text{C}$]
 t temps [min]



Dans cette formule le temps t est en minutes, alors que dans les suivantes, il est en secondes.

La température de l'acier $\theta_a(t)$ à l'instant t se détermine selon NF EN 1993-1-2 §4.2.5.1 de manière itérative :

$$\theta_a(t) = \Theta_m(t) = \Theta_m(t-5) + \Delta\theta_{a,t}(t-5) \quad \text{et à } t_0 = 0 \quad \theta_a(t_0) = \Theta_m(t_0) = \Theta_g(t_0) = 20^\circ\text{C}$$

avec : $\Theta_m(t)$ température de surface à l'instant t à proximité de l'élément [$^\circ\text{C}$]
 $\Delta\theta_{a,t}(t)$ augmentation de température à l'instant t dans un intervalle de temps $\Delta t = 5$ s [$^\circ\text{C}$]
 t temps [s]

Pour une distribution équivalente de température uniforme dans la section, l'augmentation de température $\Delta\theta_{a,t}(t)$ à l'instant t dans un élément en acier non protégé pendant l'intervalle de temps $\Delta t = 5$ s est donnée par :

$$\Delta\theta_{a,t}(t) = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{nef}(t) \cdot \Delta t$$

avec : k_{sh} facteur de correction pour l'effet d'ombre : pris de manière sécuritaire égal à 1,0
 A_m/V facteur de massivité pour les éléments en acier non protégés [m^{-1}] ($\geq 10 \text{ m}^{-1}$)
 c_a chaleur spécifique de l'acier (NF EN 1993-1-2, §3.4.1.2)
 ρ_a masse volumique de l'acier : prise égale à 7850 kg/m^3
 Δt intervalle de temps, maximum 5 secondes.
 $\dot{h}_{nef}(t)$ valeur du flux thermique net par unité de surface à l'instant t [W/m^2] (NF EN 1991-1-2, §3.1)

$\dot{h}_{nef}(t) = \dot{h}_{nef,c}(t) + \dot{h}_{nef,r}(t)$ = somme des flux thermiques par convection $\dot{h}_{nef,c}(t)$ et par rayonnement $\dot{h}_{nef,r}(t)$:

$$\text{où : } \dot{h}_{nef,c}(t) = \alpha_c \cdot (\Theta_g(t) - \Theta_m(t))$$

$$\text{et : } \dot{h}_{nef,r}(t) = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left[(\Theta_r(t) + 273)^4 - (\Theta_m(t) + 273)^4 \right]$$

avec $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ coefficient de transfert thermique par convection [$\text{W/m}^2\text{K}$]
 Φ facteur de forme : pris égal à 1,0
 ε_m émissivité de la surface de l'élément = 0,7 pour un acier au carbone ; 0,4 pour un acier inoxydable (NF EN 1993-1-2, §2.2(2) ; 0,8 pour les autres aciers (NF EN 1991-1-2, §3.1(6))
 $\varepsilon_f = 1,0$ émissivité du feu
 $\sigma = 5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ constante de Stephan Boltzman
 $\Theta_r(t)$ température de rayonnement effectif de l'environnement du feu à l'instant t [$^\circ\text{C}$]

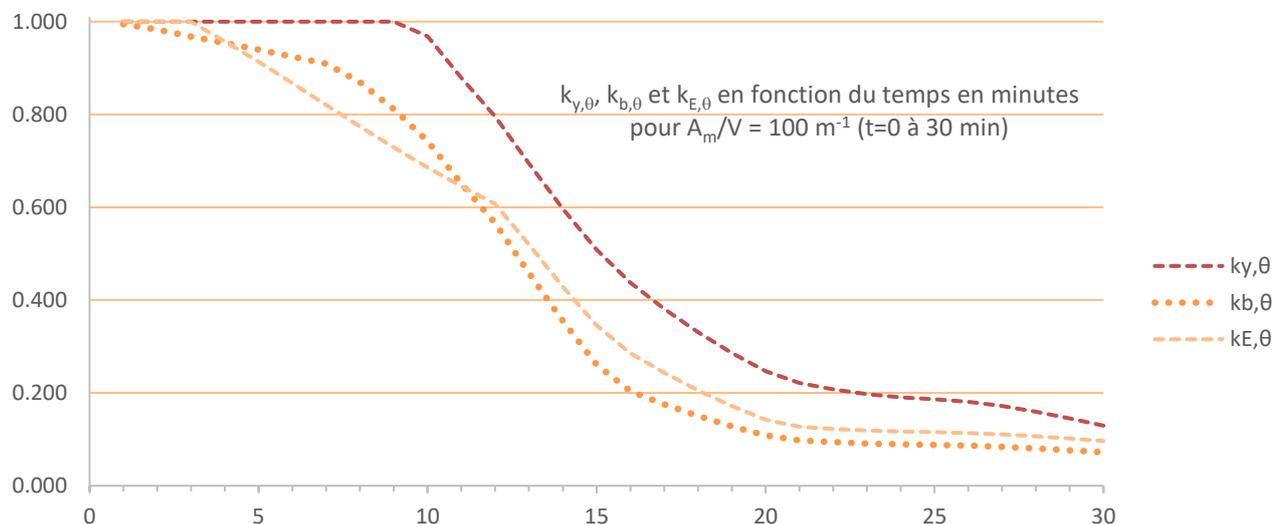
Note : Dans le cas d'éléments complètement immergés dans le feu, la température de rayonnement $\Theta_r(t)$ peut être représentée par la température des gaz $\Theta_g(t)$ les entourant.

et donc : $\dot{h}_{nef,r}(t) = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left[(\Theta_g(t) + 273)^4 - (\Theta_m(t) + 273)^4 \right]$ (en remplaçant $\Theta_r(t)$ par $\Theta_g(t)$)

EXEMPLE DE CALCUL DE LA RESISTANCE DE L'ACIER EN SITUATION D'INCENDIE EN FONCTION DU TEMPS

Le tableau ci-dessous présente le détail des résultats du calcul des coefficients $k_{y,\theta}$ et $k_{b,\theta}$ en fonction du temps (en minutes) réalisés conformément aux dispositions de ce guide pour une massivité $A_m/V = 100\text{m}^{-1}$ avec $\epsilon_m = 0,8$.

t [s ou min]	Θ_g [°C]	Θ_m [°C]	c_a [J/kgK]	$\dot{h}_{net,c}(t)$	$\dot{h}_{net,r}(t)$	$\Delta\theta_{a,t}$ [°]	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
0	20,00	20,00	439,80	0,0	0,0	0,000	1,000	1,000	1,000
5 s	96,54	20,00	439,80	1 913,4	511,6	0,351	1,000	1,000	1,000
10 s	146,95	20,35	440,05	3 165,0	1 074,9	0,614	1,000	1,000	1,000
15 s	184,61	20,96	440,48	4 091,0	1 650,3	0,830	1,000	1,000	1,000
20 s	214,67	21,80	441,07	4 822,0	2 223,0	1,017	1,000	0,999	1,000
...
1	349,21	33,87	449,33	7 883,7	6 396,6	2,024	1,000	0,994	1,000
2	444,50	63,23	467,68	9 531,9	11 442,2	2,856	1,000	0,983	1,000
3	502,29	100,39	487,82	10 047,5	15 506,4	3,337	1,000	0,968	1,000
4	543,89	142,18	507,12	10 042,7	18 850,8	3,629	1,000	0,954	0,958
5	576,41	186,78	524,89	9 740,9	21 585,6	3,801	1,000	0,939	0,913
6	603,12	232,93	541,42	9 254,8	23 753,5	3,883	1,000	0,924	0,867
7	625,78	279,62	557,54	8 654,0	25 368,9	3,887	1,000	0,910	0,820
8	645,46	325,95	574,29	7 987,6	26 440,2	3,818	1,000	0,870	0,774
9	662,85	371,10	592,58	7 293,7	26 986,0	3,685	1,000	0,812	0,729
10	678,43	414,32	613,06	6 602,6	27 045,4	3,496	0,968	0,743	0,686
11	692,54	455,04	635,99	5 937,4	26 679,3	3,267	0,879	0,651	0,645
12	705,44	492,87	661,25	5 314,3	25 966,5	3,013	0,796	0,566	0,607
13	717,31	527,58	688,43	4 743,2	24 993,5	2,751	0,694	0,459	0,520
14	728,31	559,17	716,97	4 228,4	23 844,9	2,494	0,597	0,355	0,428
R15	738,56	587,75	746,26	3 770,4	22 595,8	2,250	0,508	0,260	0,346
20	781,35	692,96	954,67	2 209,9	16 563,9	1,253	0,247	0,108	0,143
25	814,60	736,13	4020,84	1 961,9	16 429,1	0,291	0,187	0,088	0,116
R30	841,80	783,66	883,43	1 453,5	13 510,9	1,079	0,130	0,072	0,097
35	864,80	837,77	711,90	675,8	6 971,6	0,684	0,091	0,054	0,082
40	884,74	869,91	673,28	370,8	4 096,3	0,423	0,075	0,043	0,074
45	902,34	891,84	655,79	262,4	3 050,7	0,322	0,064	0,036	0,069
50	918,08	909,60	650,00	212,2	2 575,0	0,273	0,058	0,030	0,065
55	932,33	925,04	650,00	182,4	2 296,9	0,243	0,055	0,025	0,062
R60	945,34	938,92	650,00	160,4	2 089,0	0,220	0,052	0,020	0,059



EXEMPLES DE CALCUL

INTRODUCTION

La présente section présente **trois exemples de dimensionnement de complexité progressive** illustrant la mise en application des méthodes avancées sur des cas pratiques d'assemblages courants :

- Assemblage de reprise de contreventement ;
- Boîtier de panne sur poutre ;
- Assemblage en pied de poteau simple.

On **présente de manière détaillée toutes les vérifications individuelles, en mettant systématiquement en regard des vérifications en situation normale leur pendant en situation d'incendie** :

Les parties sur fond blanc concernent les dispositions communes aux deux situations et la vérification en situation normale.

Les parties sur fond coloré concernent spécifiquement la vérification en situation d'incendie.

Les coefficients réducteurs des propriétés de l'acier en situation d'incendie de ces exemples sont basés sur un facteur d'émissivité $\varepsilon_m = 0,8$. Dans le cas d'un acier au carbone, la valeur $\varepsilon_m = 0,7$ autorisée par la NF EN 1993-1-2, §2.2(2) est légèrement plus favorable pour une durée de 15 minutes (0,5 à 2% d'amélioration du taux de travail en situation d'incendie), et sans réel apport pour une durée de 30 minutes ou plus (amélioration du taux de travail inférieure à 0,2%).

Les efforts mentionnés dans toute cette section sont des efforts de calcul. L'effort de calcul en situation incendie est indicé « fi » (par exemple $F_{d,fi}$ ou $V_{d,fi}$). Il est à déterminer au choix :

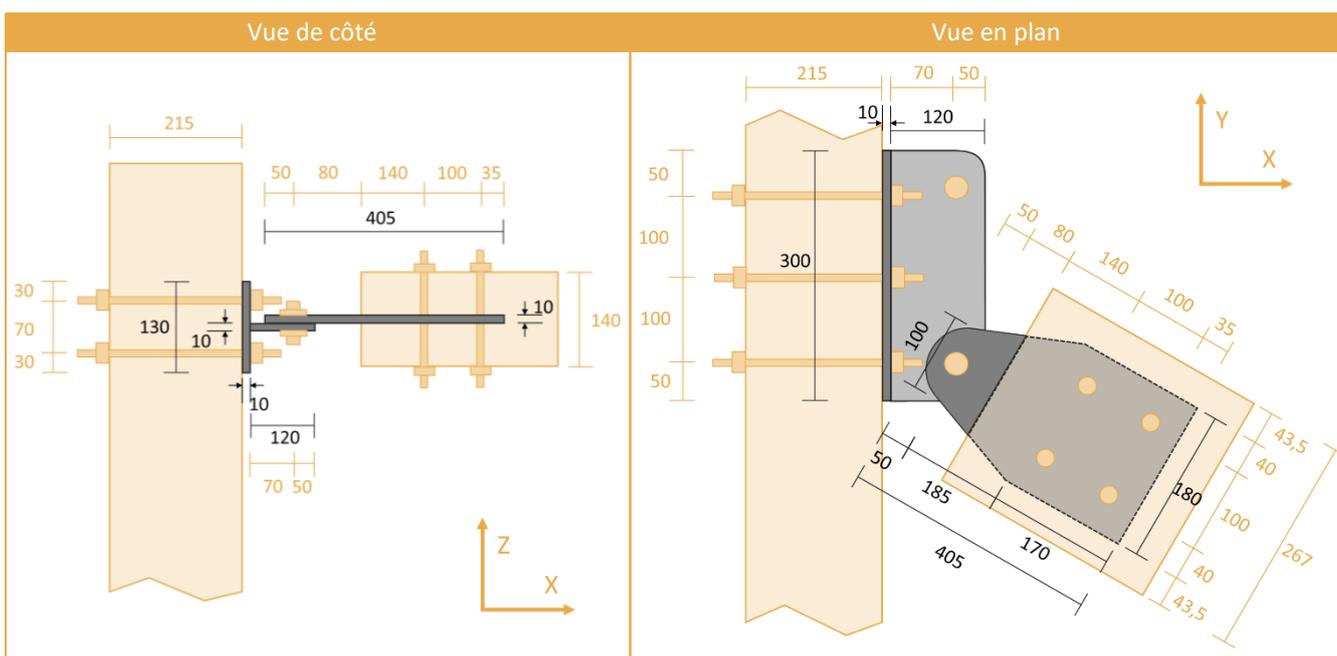
- Soit par combinaisons en utilisant les facteurs $\psi_{1,1}$ de la NF EN 1991-1-2 §4.3.1 et de son annexe nationale
- Soit pris par simplification égal à l'effort de calcul à froid multiplié par η_{fi} avec $\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_k G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$ ou $\eta_{fi} = 0,7$

3.1. ASSEMBLAGE DE REPRISE DE CONTREVENTEMENT

Les étapes de vérifications individuelles sont illustrées à l'aide d'un exemple numérique pour une ferrure mécano-soudée usuelle formant un assemblage de reprise d'effort de contreventement soumis à un seul effort normal.

DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE DE CONTREVENTEMENT ETUDIE

On étudie dans cet exemple un assemblage de reprise de contreventement (diagonale en bois lamellé-collé), composé s'une attache en T et d'une plaque en âme débordante dans l'axe de la diagonale de contreventement. Cette ferrure comporte un axe de symétrie, sa géométrie et ses dimensions sont décrites dans la figure ci-dessous.



L'assemblage métal-bois-métal sollicite les boulons en cisaillement double au niveau du plat en âme et en cisaillement simple au niveau de l'attache en T. La poussée due au vent horizontal est reprise en cisaillement par les boulons et les plaques de la ferrure. Les diagonales font un angle d'environ 60° avec la poutre.

COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE

- **DIAGONALE BOIS** Lamellé-collé – Classe GL24H – section 267 x 140 mm
- **POUTRE BOIS** Lamellé-collé – Classe GL24H – section 215 x 1125 mm
- **PLAQUES D'ACIER** Acier S235 – $t_p = 10$ mm – cordon de soudure $a = \max[0,7 \cdot 10,0 ; 3,0] = 7,0$ mm
- **BOULONS**
 - DANS LA DIAGONALE : 4 x M20 – Classe 4.6 – avec un jeu de 2,0 mm
 - LIAISON METALLIQUE : 1 x M24 – Classe 8.8 – avec un jeu de 2,0 mm
 - DANS LA POUTRE BOIS : 6 x M16 – Classe 4.6 – avec un jeu de 2,0 mm

NOTE : Les coefficients réducteurs des propriétés de l'acier en situation d'incendie de cet exemple sont basés sur un facteur d'émissivité $\epsilon_m = 0,8$. Dans le cas d'un acier au carbone, et pour la durée de 15 minutes visée, la valeur $\epsilon_m = 0,7$ pouvant être retenue selon NF EN 1993-1-2, §2.2(2) est légèrement plus favorable (amélioration des taux de travail en situation d'incendie de 1 à 2%).

HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT

HYPOTHESES GENERALES

L'ouvrage est situé :

- dans un environnement correspondant à celui de la Classe de service 2 (NF EN 1995-1-1) ;
- à une altitude inférieure à 1 000 m (NF EN 1990 et NF EN 1991-1-3).

La durée de résistance au feu visée est : R15 (15 minutes)

ACTIONS ET EFFORTS AGISSANTS

Les actions sur la structure génèrent les efforts agissants de calcul suivants :

Effort agissant dimensionnant	[kN]	SITUATION NORMALE	k_{mod}	SITUATION D'INCENDIE	k_{mod}
Plat en âme <i>Effort normal</i> <i>Boulons (cisaillement, pression diamétrale)</i> <i>Cisaillement de bloc</i> <i>Traction de la section nette</i>	$N_{Ed,1}$ $= F_{v,Ed,1}$	90,50	1,10	12,07	1,00
Attache en T (effort projeté, par diagonale) <i>Effort normal</i> <i>Boulons (cisaillement, pression diamétrale)</i> <i>Cisaillement de bloc</i> <i>Traction de la section nette</i> <i>Traction de la semelle de la section en T</i>	$N_{Ed,2}$ $= F_{v,Ed,2}$	80,00	1,10	10,67	

HYPOTHESES RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

De manière générale, l'assemblage est considéré comme non protégé.

Pour le dimensionnement des boulons :

- de manière sécuritaires, l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois (cette hypothèse ne s'applique pas à la résistance à l'arrachement) ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque métallique.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on retient les hypothèses suivantes :

- plat en âme : considérée comme complètement exposée (car en contact partiel avec l'élément bois et les interstices ne sont pas protégés) ;
- semelle de l'attache en T : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- âme de l'attache en T : considérée comme complètement exposée.;

NOTE : Deux approches de la vérification en situation d'incendie sont possibles :

(a) on détermine le taux de travail en situation d'incendie à $t = 0$, qui est (en général) la valeur du coefficient réducteur k_{ϑ} permettant un taux de travail égal à 100%, et on en déduit le temps d'exposition associé que l'on compare à l'objectif de 15 minutes ;

ou

(b) on détermine les valeurs des coefficients réducteurs $k_{y,\vartheta}$, $k_{B,\vartheta}$ et $k_{E,\vartheta}$ pour la durée objectif de 15 minutes et on effectue les vérifications individuelles des divers modes de rupture.

Dans ce qui suit, c'est cette dernière approche (b) qui sera utilisée.

CLASSEMENT DES SECTIONS ET LARGEUR UTILE

On détermine individuellement pour chaque plaque sa classe de section avec, pour un acier de nuance S235, les facteurs $\varepsilon = 1,000$ et $\varepsilon_{fi} = 0,850$:

Section	b_p [mm]	h_p [mm]	t_p [mm]	c [mm]	c/t_p	Classe de section	b_u [mm]
Plaque en âme	180	355	10	180,0 ⁽¹⁾	18,00	$< 33 \cdot \varepsilon$ ⁽⁴⁾ → Classe 1	180 ⁽⁵⁾
Ame de l'attache en T	120	300	10	113,0 ⁽²⁾	11,30	$< 33 \cdot \varepsilon$ ⁽⁴⁾ → Classe 1	120 ⁽⁵⁾
Plaque d'appui de l'attache en T	130	300	10	53,0 ⁽³⁾	5,30	$< 33 \cdot \varepsilon$ ⁽⁴⁾ → Classe 1	130 ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Pour une section droite : $c = b_p = 180 \text{ mm}$

⁽²⁾ Pour l'âme d'une section en T mécano-soudée : $c = b_p - \alpha = 120 - 7,0 = 113,0 \text{ mm}$

⁽³⁾ Pour l'aile d'une section en T mécano-soudée : $c = (b_p - t_p)/2 - \alpha = (130 - 10)/2 - 7,0 = 53,0 \text{ mm}$

⁽⁴⁾ Eléments comprimés d'une section en T : $k_1 = 33$ pour l'âme et $k_3 = 14$ pour l'aile (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)

⁽⁵⁾ Cette section est de Classe 1, donc $b_u = b_p$

A l'aide de la largeur utile b_u , l'ensemble des vérifications peut être réalisé de manière sécuritaire en considérant des plaques de Classe 3 au plus.

FACTEURS DE MASSIVITE ET COEFFICIENTS REDUCTEURS

On détermine individuellement pour chaque plaque son facteur de massivité avec, et on lit dans le tableau du §2.4 correspondant au facteur d'émissivité $\varepsilon_m = 0,8$ les coefficients réducteurs $k_{y,\theta}$, $k_{b,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour la valeur du facteur de massivité listée immédiatement supérieure à celle calculée, et pour la durée d'exposition visée de 15 minutes :

Section	b_p [mm]	h_p [mm]	t_p [mm]	A_m ⁽¹⁾ [m ² /m]	V ⁽¹⁾ [10 ⁻⁴ m ³ /m]	A_m/V ⁽¹⁾ [m ⁻¹]	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
Plaque en âme ⁽²⁾	180	405	10	0,380 ⁽³⁾	18,00 ⁽³⁾	211,1	0,234	0,102	0,133
Ame de l'attache en T	120	300	10	0,260 ⁽⁴⁾	12,00 ⁽⁴⁾	216,7	0,234	0,102	0,133
Plaque d'appui de l'attache en T	130	300	10	0,150 ⁽⁵⁾	13,00 ⁽⁵⁾	115,4	0,410	0,190	0,265

⁽¹⁾ Le cas le plus défavorable du facteur de massivité le plus élevé s'obtient en utilisant la plus petite des deux dimensions de la section.

⁽²⁾ Cette partie est considérée rectangulaire par simplification (un calcul avec une largeur moyenne équivalente donne un facteur de massivité à peine différent de 212,7 m⁻¹)

⁽³⁾ Plaque exposée toutes faces : $A_m = 2 \cdot (0,010 + 0,180) = 0,380 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,010 \cdot 0,180 = 18,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

⁽⁴⁾ Plaque exposée toutes faces : $A_m = 2 \cdot (0,010 + 0,120) = 0,260 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,010 \cdot 0,120 = 12,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

⁽⁵⁾ Plaque protégée sur 1 face : $A_m = 2 \cdot 0,010 + 0,130 = 0,150 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,010 \cdot 0,130 = 13,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

NOTE : La section de la diagonale se réduisant, les surfaces considérées comme protégées par le bois diminuent potentiellement et le facteur de massivité augmente donc potentiellement. Il est cependant considéré dans le cadre du présent document que le facteur de massivité ne varie pas en fonction du temps.

PARTIE BOIS DE L'ASSEMBLAGE

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale a été réalisée est n'est pas reprise ici.

Conformément aux règles simplifiées du §4.3.5(2) de la NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale, les éléments de contreventement constitués de bois ou de panneaux à base de bois peuvent être supposés comme n'entrant pas en rupture en situation d'incendie si leur section résiduelle est au moins égale à 60% de la section initiale exigée pour le calcul en situation normale.

Pour une durée d'exposition de 15 minutes, la profondeur de carbonisation efficace d_{ef} est :

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = \beta_n \cdot t + \frac{t}{20} \cdot d_0 = 0,70 \cdot 15 + \frac{15}{20} \cdot 7,0 = 15,75 \text{ mm}$$

On en déduit le rapport de la section résiduelle A_{ef} à la section initiale A :

$$\frac{A_{ef}}{A} = \frac{(267 - 2 \cdot 15,75) \cdot (140 - 2 \cdot 15,75)}{267 \cdot 140} = \frac{25551,75}{37380} = 68,35\% \geq 60\% \quad \rightarrow \text{OK}$$

PLAQUES METALLIQUES AU DROIT DES BOULONS ET BOULONS

RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILEMENT – LIAISON ENTRE L'ATTACHE EN T ET LE PLAT EN ÂME

On rappelle les propriétés suivantes pour le boulon M24 de classe 8.8 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_{yb} &= 640 \text{ N/mm}^2 & A_s &= 353 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} &= 800 \text{ N/mm}^2 & \alpha_v &= 0,6 \\ \gamma_{M2} &= 1,25 \end{aligned}$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 1 seul boulon, l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc l'effort agissant dimensionnant :

$$\text{En situation normale : } F_{v,Ed,1} = 90,500 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 353}{1,25} = 135,552 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed,1}}{F_{v,Rd}} = \frac{90,500}{135,552} = 0,668 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En situation d'incendie : } F_{v,fi,Ed,1} = 12,070 \text{ kN}$$

$$F_{v,fi,Rd} = F_{v,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 135,552 \cdot 0,102 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 17,283 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed,1}}{F_{v,fi,Rd}} = \frac{12,070}{17,283} = 0,698 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILEMENT – PLAT EN ÂME

On rappelle les propriétés suivantes pour le boulon M20 de classe 4.6 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_{yb} &= 240 \text{ N/mm}^2 & A_s &= 245 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} &= 400 \text{ N/mm}^2 & \alpha_v &= 0,6 \end{aligned}$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 4 boulons, l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc $\frac{1}{4}$ de l'effort agissant dimensionnant. On conduit la vérification de manière similaire à la vérification précédente pour obtenir :

$$\text{En situation normale : } \frac{F_{v,Ed,1}}{4 \cdot F_{v,Rd}} = \frac{22,625}{47,040} = 0,481 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En situation d'incendie : } \frac{F_{v,fi,Ed,1}}{4 \cdot F_{v,fi,Rd}} = \frac{3,018}{5,998} = 0,503 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS – LIAISON ENTRE L'ATTACHE EN T ET LE PLAT EN ÂME

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

f_y	= 235 N/mm ²	t_p	= 10,0 mm	$e_{1,1} = e_{1,2}$	= 50 mm
f_u	= 360 N/mm ²	b_p	= 100 mm	$e_{2,1} = e_{2,2}$	= 50 mm
γ_{M0}	= 1,00	d_0	= 24 + 2 (jeu) = 26,0 mm	$p_{1,1} = p_{1,2}$	= 0
γ_{M2}	= 1,25			$p_{2,1} = p_{2,2}$	= 0

On rappelle également que pour un boulon de rive dans un trou rond :

$$k_b = 1,0$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d; 1,0; f_{ub}/f_u) \quad \text{avec :} \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad \text{le terme } 1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7 \text{ étant non applicable dans le cas d'un boulon seul}$$

Dans le cas présent pour un seul boulon M24 de classe 8.8 :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{50}{3 \cdot 26}; 1,0; 800/360\right) = \min(0,641; 1,0; 2,222) = 0,641$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{50}{26} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,685; 2,5) = 2,5$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 1 seul boulon, l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc l'effort agissant dimensionnant :

En situation normale : $F_{v,Ed,1} = 90,500 \text{ kN}$

$$F_{b,Rd} = k_b \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,641 \cdot 360 \cdot 24 \cdot 10}{1,25} = 110,765 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed,1}}{F_{b,Rd}} = \frac{90,500}{110,765} = 0,817 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $F_{v,fi,Ed,1} = 12,070 \text{ kN}$

$$F_{b,fi,Rd} = F_{b,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 110,765 \cdot 0,102 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 14,123 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{F_{b,fi,Rd}} = \frac{12,070}{14,123} = 0,854 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS – PLAT EN ÂME

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

f_y	= 235 N/mm ²	t_p	= 10,0 mm	e_1	= 35 mm
f_u	= 360 N/mm ²	b_p	= 180 mm	e_2	= 40 mm
γ_{M0}	= 1,00	d_0	= 20 + 2 (jeu) = 22,0 mm	$p_1 = p_2$	= 100 mm
γ_{M2}	= 1,25				

On rappelle également que pour un boulon de rive dans un trou rond : $k_b = 1,0$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d; 1,0; f_{ub}/f_u) \quad \text{avec :} \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad \text{avec } L_0 = p_2 \text{ pour des rangées alignées}$$

Dans le cas présent pour les 2 x 2 boulons M20 de classe 4.6 :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{35}{3 \cdot 26}; 1,0; 400/360\right) = \min(0,449; 1,0; 1,111) = 0,449$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{40}{22} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{100}{22} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,39; 4,66; 2,5) = 2,5$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 4 boulons, l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc $\frac{1}{4}$ de l'effort agissant dimensionnant :

En situation normale : $\frac{F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{90,500}{4} = 22,625 \text{ kN}$

$$F_{b,Rd} = k_b \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,449 \cdot 360 \cdot 20 \cdot 10}{1,25} = 64,656 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed,1}}{4 \cdot F_{b,Rd}} = \frac{22,625}{64,656} = 0,350 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $\frac{F_{v,fi,Ed,1}}{4} = \frac{12,070}{4} = 3,018 \text{ kN}$

$$F_{b,fi,Rd} = F_{b,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 64,656 \cdot 0,102 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 8,244 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed,1}}{4 \cdot F_{b,fi,Rd}} = \frac{3,018}{8,244} = 0,366 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

CISAILLEMENT DE BLOC – PLAT EN ÂME

Dans le cas présent, la sollicitation V_{Ed} est unidirectionnelle parallèle à l'un des bords de la plaque métallique.

$$A_{nt} = (p_2 - d_0) \cdot t_p = (100 - 22) \cdot 10 = 780 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (p_1 + e_1 - 1,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (100 + 35 - 1,5 \cdot 22) \cdot 10 = 1020 \text{ mm}^2$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 4 boulons, l'effort agissant est l'effort agissant dimensionnant :

En situation normale : $V_{Ed,1} = 90,500 \text{ kN}$

$$V_{eff,nt,Rd} = \frac{A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{780 \cdot 360}{1,25} = 224,640 \text{ kN}$$

$$V_{eff,nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1020 \cdot 235}{1,00} = 138,391 \text{ kN}$$

$$V_{eff,Rd} = k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} + V_{eff,nv,Rd} = 1,0 \cdot 224,640 + 138,391 = 363,031 \text{ kN}$$

Note : $k_{ex} = 1,0$ pour un effort centré

$$\frac{V_{Ed,1}}{V_{eff,Rd}} = \frac{90,500}{363,031} = 0,249 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $V_{fi,Ed,1} = 12,070 \text{ kN}$

$$V_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + V_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0})$$

$$= \frac{0,102}{1,00} \cdot (1,0 \cdot 224,640 \cdot 1,25 + 138,391 \cdot 1,00) = 42,810 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fi,Ed,1}}{V_{eff,fi,Rd}} = \frac{12,070}{42,810} = 0,282 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE A LA TRACTION DES SECTIONS NETTES – PLAT EN ÂME

La vérification en situation normale de la section nette est prise en compte dans la vérification de la traction pour les plaques métalliques en partie courante ci-après.

En situation d'incendie, à condition qu'il existe un élément de fixation dans chaque trou, la ruine en section nette au niveau des trous de fixation peut être ignorée, la température de l'acier étant moins élevée au droit des assemblages en raison de la présence d'une quantité de matière supplémentaire (NF EN 1993-1-2, §4.2.1 (5)).

PLAQUES METALLIQUES EN PARTIE COURANTE

On rappelle la classification des sections en Classe 1 pour toutes les plaques, donc $b_u = b_p$.

RESISTANCE A LA TRACTION – PLAT EN ÂME

La vérification est ici menée au droit du boulon de liaison entre le plat en âme et l'attache en T, cas le plus défavorable (section plus faible et exposition totale en situation d'incendie).

Section transversale brute et nette de la plaque en âme résistant à la traction :

$$A_g = t_p \cdot b_u = 10 \cdot 100 = 1000 \text{ mm}^2 \quad \text{et} : \quad A_{net} = A_{net,1} = A_g - n_1 \cdot t_p \cdot d_0 = 1000 - 1 \cdot 10 \cdot 26 = 740 \text{ mm}^2$$

En situation normale : $N_{Ed,1} = 90,500 \text{ kN}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1000 \cdot 235}{1,00} = 235,000 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 740 \cdot 360}{1,25} = 191,808 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = \min\{235,000; 191,808\} = 191,808 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{t,Rd}} = \frac{90,500}{191,808} = 0,472 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $N_{fi,Ed,1} = 12,070 \text{ kN}$

$$N_{t,fi,Rd} = \frac{k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \min\{N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M0}; N_{u,Rd} \cdot \gamma_{M2}\}$$

$$= \frac{0,234}{1,00} \cdot \min\{235,000 \cdot 1,00; 191,808 \cdot 1,25\}$$

$$= 0,234 \cdot \min\{235,000; 239,760\} = 54,990 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Ed,1}}{N_{c,fi,Rd}} = \frac{12,070}{54,990} = 0,220 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE A LA TRACTION – ÂME DE L'ATTACHE EN T

La vérification est menée de manière similaire mais avec l'effort projeté des deux diagonales pour obtenir :

$$\text{En situation normale : } \frac{2 \cdot N_{Ed,2}}{N_{t,Rd}} = \frac{160,000}{642,816} = 0,249 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En situation d'incendie : } \frac{2 \cdot N_{fi,Ed,1}}{N_{c,fi,Rd}} = \frac{21,340}{164,970} = 0,129 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE A LA COMPRESSION AVEC INSTABILITE – PLAT EN AME

On définit la longueur de flambement L_B comme la distance entre axe des boulons : $L_B = 140 + 80 = 220 \text{ mm}$

On approche la forme trapézoïdale du plat par une section rectangulaire équivalente de largeur moyenne : $b_{\text{moy}} = (140 + 100)/2 = 120 \text{ mm}$, d'où :

$$A_g = t_p \cdot b_{\text{moy}} = 10 \cdot 120 = 1200 \text{ mm}^2$$

En situation normale :

$$\alpha_B = 0,49 \quad \text{et :} \quad \bar{\lambda}_B = \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_{cr}}} \approx \frac{1}{27,1 \cdot \varepsilon} \cdot \frac{L_B}{t_p} = \frac{1}{27,1 \cdot 1,00} \cdot \frac{220}{10} = 0,8118$$

$$\phi_B = 0,5 \cdot (1 + \alpha_B \cdot (\bar{\lambda}_B - 0,2) + \bar{\lambda}_B^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,8118 - 0,2) + 0,8118^2) = 0,979$$

$$\chi_B = \min \left\{ \frac{1}{\phi_B + \sqrt{\phi_B^2 - \bar{\lambda}_B^2}} ; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{0,979 + \sqrt{0,979^2 - 0,8118^2}} ; 1,0 \right\} = 0,655$$

Et on vérifie : $N_{Ed,1} = 90,500 \text{ kN}$

$$N_{b,Rd} = \chi_B \cdot \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,655 \cdot \frac{1200 \cdot 235}{1,00} = 184,710 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{90,500}{184,710} = 0,490 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\alpha_{B,\theta} = 0,65 \cdot \varepsilon = 0,65 \cdot 1,00 = 0,65 \quad \text{et :} \quad \bar{\lambda}_{B,\theta} = \bar{\lambda}_B \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,8118 \cdot \sqrt{\frac{0,234}{0,133}} = 1,077$$

$$\phi_{B,\theta} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{B,\theta} \cdot (\bar{\lambda}_{B,\theta} - 0,2) + \bar{\lambda}_{B,\theta}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,65 \cdot (1,077 - 0,2) + 1,077^2) = 1,365$$

$$\chi_{B,fi} = \min \left\{ \frac{1}{\phi_{B,\theta} + \sqrt{\phi_{B,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{B,\theta}^2}} ; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{1,365 + \sqrt{1,365^2 - 1,077^2}} ; 1,0 \right\} = 0,454$$

Et on vérifie : $N_{fi,Ed,1} = 12,070 \text{ kN}$

$$N_{b,fi,Rd} = N_{b,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\chi_{B,fi}}{\chi_B} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} = 184,710 \cdot 0,234 \cdot \frac{0,454}{0,655} \cdot \frac{1,00}{1,00} = 29,959 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,Rd}} = \frac{12,070}{29,959} = 0,403 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

PLAQUE METALLIQUE D'APPUI AU CONTACT DE LA PIECE DE BOIS

RESISTANCE A LA TRACTION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T

On rappelle les propriétés suivantes pour les 2 x 3 boulons M16 de classe 4.6 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_{yb} &= 240 \text{ N/mm}^2 & A_s &= 157 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} &= 400 \text{ N/mm}^2 & \gamma_{M2} &= 1,25 \end{aligned}$$

On rappelle les propriétés suivantes pour le tronçon en T équivalent (cf. §2.2) :

$$\begin{aligned} f_y &= 235 \text{ N/mm}^2 & b_p &= 300 \text{ mm} & e = m = e_{\min} &= 30 \text{ mm} \\ \gamma_{M0} &= 1,00 & h_p &= 130 \text{ mm} & p &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

L'application de la méthode qui suit présume que les deux soudures d'angle d'un assemblage en T soient pleinement résistantes quelle que soit la direction de l'effort, ce qui revient à vérifier conformément au §3(4) des *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8* :

$$\frac{\alpha}{t_p} \geq \frac{\beta_w \cdot f_y}{\sqrt{2} \cdot f_u} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \quad \text{soit :} \quad \frac{7,0}{10} = 0,70 \geq \frac{0,8 \cdot 235}{\sqrt{2} \cdot 360} \cdot \frac{1,25}{1,00} = 0,462 \quad \rightarrow \text{OK}$$

avec $\beta_w = 0,8$ le facteur de corrélation pour l'acier S235 (cf. §2.2)

Les longueurs efficaces sont déterminées conformément au §4.3.3 des *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8* (notamment les Tableaux 14, 15, 16 et 17) :

$$\text{Modes circulaires :} \quad l_{\text{eff,cp}} = 2 \cdot (\pi \cdot m + 2 \cdot p) = 2 \cdot (\pi \cdot 30 + 2 \cdot 100) = 588,50 \text{ mm}$$

$$\text{Modes non circulaires :} \quad l_{\text{eff,nc}} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e + 2 \cdot p = 4 \cdot 30 + 1,25 \cdot 30 + 2 \cdot 100 = 357,50 \text{ mm}$$

On détermine ensuite :

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{\min\{l_{\text{eff,cp}} ; l_{\text{eff,nc}}\} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{\min\{588,50 ; 357,50\} \cdot 10^2 \cdot 235}{4 \cdot 1,00} = 2,100 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{\text{eff,nc}} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{357,50 \cdot 10^2 \cdot 235}{4 \cdot 1,00} = 2,100 \text{ kN.m}$$

$$\text{et :} \quad n = \min(e_{\min} ; 1,25 \cdot m) = \min(30 ; 1,25 \cdot 30) = 30 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 157}{1,25} = 45,216 \text{ kN} \quad k_2 = 0,9 \text{ (boulon à tête non fraisée – NF EN 1993-1-8, Tableau 3.4)}$$

Et enfin :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 2,100}{0,030} = 280,041 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 2,100 + 0,030 \cdot (6 \cdot 45,216)}{0,030 + 0,030} = 205,648 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 6 \cdot 45,216 = 271,296 \text{ kN}$$

La vérification est ici menée pour l'attache en T sollicitée par les deux diagonales, donc avec deux fois l'effort agissant projeté sur une diagonale.

En situation normale : $2 \cdot N_{Ed,2} = 2 \cdot 80,000 = 160,000 \text{ kN}$

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{280,041 ; 205,648 ; 271,296\} \\ = 205,648 \text{ kN}$$

$$\frac{2 \cdot N_{Ed,2}}{F_{T,Rd}} = \frac{160,000}{205,648} = 0,778 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $2 \cdot N_{fi,Ed,2} = 2 \cdot 10,670 = 21,340 \text{ kN}$

$$F_{T,fi,Rd} = \frac{k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \min\{F_{T,1,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; F_{T,2,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; F_{T,3,Rd} \cdot \gamma_{M2}\} \\ = \frac{0,410}{1,00} \cdot \min\{280,041 \cdot 1,00 ; 205,648 \cdot 1,00 ; 271,296 \cdot 1,25\} \\ = 0,410 \cdot 205,648 = 84,316 \text{ kN}$$

$$\frac{2 \cdot N_{fi,Ed,2}}{F_{T,fi,Rd}} = \frac{21,340}{84,316} = 0,253 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

SYNTHESE

Le tableau suivant synthétise les taux d'effort pour les diverses vérifications.

Partie	Effort agissant dimensionnant	SITUATION NORMALE	SITUATION D'INCENDIE
Plaques métalliques au droit des boulons et boulons	LIAISON ENTRE L'ATTACHE EN T ET LE PLAT EN AME		
	Cisaillement	0,668	0,698
	Pression diamétrale	0,817	0,854
	PLAT EN AME		
	Cisaillement	0,481	0,503
	Pression diamétrale	0,350	0,366
	Cisaillement de bloc	0,249	0,282
Plaques métalliques en partie courante	Résistance à la traction – PLAT EN AME	0,472	0,220
	Résistance à la traction – ÂME DE L'ATTACHE EN T	0,249	0,129
	Résistance à la compression – PLAT EN AME	0,490	0,403
Plaque d'appui	Résistance à la traction de la semelle – ATTACHE EN T	0,778	0,253

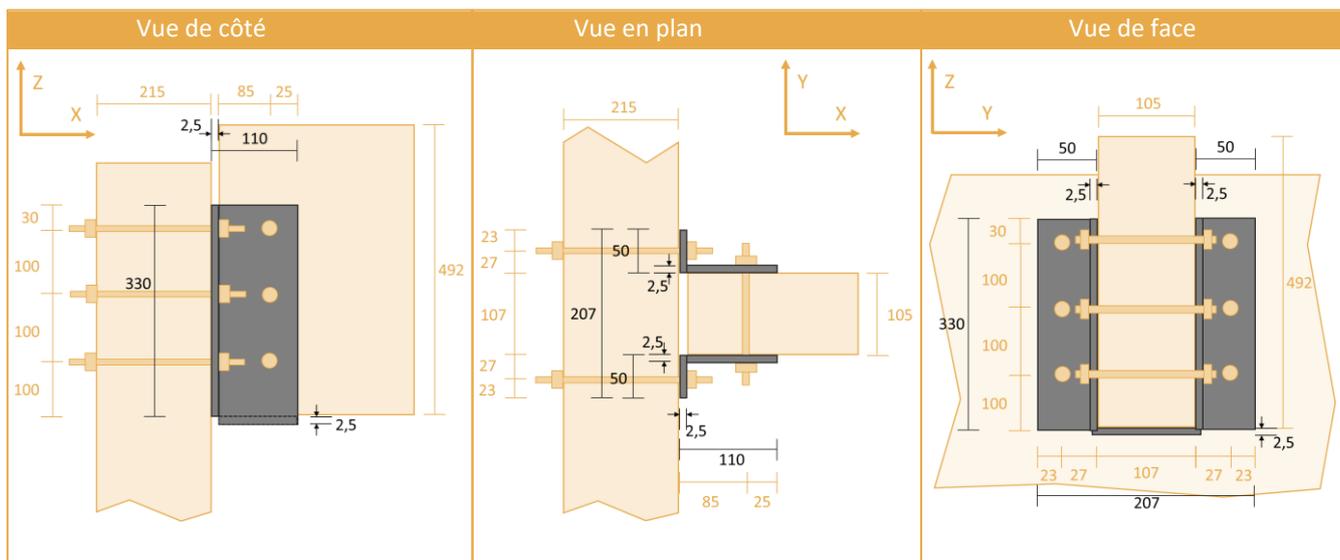
On note que la résistance de l'assemblage est bridée par le boulonnage entre le plat en âme et l'âme de l'attache en T, aussi bien en situation normale qu'en situation d'incendie.

3.2. BOITIER DE PANNE SUR POUTRE

Les étapes de vérifications individuelles sont illustrées à l'aide d'un exemple numérique pour une ferrure pliée usuelle formant l'assemblage d'une panne à une poutre, soumis à un effort combiné de cisaillement et de traction/compression.

DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE PANNE-ARBALETRIER PAR BOITIER

On étudie dans cet exemple un assemblage de panne (lamellé-collé) à une poutre (lamellé-collé), par le biais d'une ferrure articulée. Cette ferrure comporte un axe de symétrie, sa géométrie et ses dimensions sont décrites dans la figure ci-dessous.



L'assemblage métal-bois-métal sollicite les boulons en cisaillement double dans la panne et dans la poutre. Les charges descendantes sont reprises en cisaillement par le boulonnage (pas d'apport de la plaque d'appui de la panne). L'effort horizontal de contreventement est repris en cisaillement par les boulons et les plaques latérales de la ferrure côté panne, et en traction par les ailes de la ferrure côté poutre.

COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE

- PANNE Lamellé-collé – Classe GL24H – section 105 x 492 mm
- POUTRE Lamellé-collé – Classe GL24H – section 215 x 1 125 mm
- PLAQUES D'ACIER Acier S275 – $t_p = 2,5$ mm – pliées (pliure $a = 2,5$ mm)
- BOULONS PANNE : 3 x M12 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm
POUTRE : 6 x M12 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm

NOTE : Les coefficients réducteurs des propriétés de l'acier en situation d'incendie de cet exemple sont basés sur un facteur d'émissivité $\varepsilon_m = 0,8$. Dans le cas d'un acier au carbone, et pour la durée de 15 minutes visée, la valeur $\varepsilon_m = 0,7$ pouvant être retenue selon NF EN 1993-1-2, §2.2(2) est à peine plus favorable (amélioration des taux de travail en situation d'incendie moins de 0,5%).

HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT

HYPOTHESES GENERALES

L'ouvrage est situé :

- dans un environnement correspondant à celui de la Classe de service 2 (NF EN 1995-1-1) ;
- à une altitude inférieure à 1 000 m (NF EN 1990 et NF EN 1991-1-3).

La durée de résistance au feu visée est : **R15 (15 minutes)**

ACTIONS ET EFFORTS AGISSANTS

Les actions sur la structure génèrent les efforts agissants de calcul suivants :

Effort agissant dimensionnant	[kN]	SITUATION NORMALE	k_{mod}	SITUATION D'INCENDIE	k_{mod}
Effort horizontal seul (contreventement) <i>Traction de la semelle de la section en T⁽¹⁾</i>	$N_{Ed}^{(1)}$	35,46 ⁽¹⁾	1,10	4,73 ⁽¹⁾	1,00
Effort vertical seul (charges descendantes) <i>Boulons (cisaillement, pression diamétrale)</i> <i>Cisaillement de bloc</i> <i>Traction de la section nette</i> <i>Cisaillement</i>	$F_{V,Ed}$ $= V_{Ed}$	28,35	0,90	12,00	
Efforts combinés <i>Boulons (cisaillement, pression diamétrale)</i> <i>Cisaillement de bloc</i> <i>Traction de la section nette</i>	$F_{V,Ed,z}$ $= V_{Ed}$ $F_{V,Ed,x}$ $= N_{Ed}$	22,40 35,46	1,10	8,93 4,73	

⁽¹⁾ Pour cette vérification, l'effort de traction est augmenté de l'effort engendré sur le boulon le plus haut par le moment d'excentrement induit par le cisaillement vertical de la panne dans le sabot (cas des efforts combinés)

HYPOTHESES RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

De manière générale, l'assemblage est considéré comme non protégé.

Pour le dimensionnement des boulons :

- de manière sécuritaires, l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois (cette hypothèse ne s'applique pas à la résistance à l'arrachement) ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque métallique.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on retient les hypothèses suivantes :

- ailes en appui sur la poutre bois : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaques latérales : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu.

NOTE : Deux approches de la vérification en situation d'incendie sont possibles :

(a) on détermine le taux de travail en situation d'incendie à $t = 0$, qui est (en général) la valeur du coefficient réducteur k_{θ} permettant un taux de travail égal à 100%, et on en déduit le temps d'exposition associé que l'on compare à l'objectif de 15 minutes ;

ou

(b) on détermine les valeurs des coefficients réducteurs $k_{y,\theta}$, $k_{B,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour la durée objectif de 15 minutes et on effectue les vérifications individuelles des divers modes de rupture.

Dans ce qui suit, c'est cette dernière approche (b) qui sera utilisée.

CLASSEMENT DES SECTIONS ET LARGEUR UTILE

On détermine individuellement pour chaque plaque sa classe de section avec, pour un acier de nuance S275, les facteurs $\varepsilon = 0,924$ et $\varepsilon_{fi} = 0,785$:

Section	b_p [mm]	h_p [mm]	t_p [mm]	c [mm]	c/t_p	Classe de section	b_u [mm]
Ailes (pour une aile)	50	300	2,5	47,5 ⁽¹⁾	19,00	$> 14 \cdot \varepsilon$ ⁽³⁾ → Classe 4	30 ⁽⁴⁾
Plaques latérales	110	300	2,5	107,5 ⁽²⁾	43,00	$> 14 \cdot \varepsilon$ ⁽³⁾ → Classe 4	30 ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Pour l'aile d'une section en C pliée : $c = b_p - a = 50 - 2,5 = 47,5 \text{ mm}$

⁽²⁾ Pour l'aile d'une section en C pliée : $c = b_p - a = 110 - 2,5 = 107,5 \text{ mm}$

⁽³⁾ Eléments comprimés d'une section en C pliée : $k_3 = 14$ (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)

⁽⁴⁾ Cette section serait de Classe 4 – on calcule la largeur utile : $b_u = c_v + a = 27,5 + 2,5 = 30 \text{ mm}$ avec $c_v = \min\{c ; k_3 \cdot \varepsilon_{fi} \cdot t_p\} = \min\{47,5 ; 14 \cdot 0,785 \cdot 2,5\} = 27,475 \text{ mm}$ arrondi à 27,5 mm.

⁽⁵⁾ Cette section serait de Classe 4 – on calcule la largeur utile : $b_u = c_v + a = 27,5 + 2,5 = 30 \text{ mm}$ avec $c_v = \min\{c ; k_3 \cdot \varepsilon_{fi} \cdot t_p\} = \min\{107,5 ; 14 \cdot 0,785 \cdot 2,5\} = 27,475 \text{ mm}$ arrondi à 27,5 mm.

A l'aide de la largeur utile b_u , l'ensemble des vérifications peut être réalisé de manière sécuritaire en considérant des plaques de Classe 3 au plus.

FACTEURS DE MASSIVITE ET COEFFICIENTS REDUCTEURS

On détermine individuellement pour chaque plaque son facteur de massivité avec, et on lit dans le tableau du §2.4 correspondant au facteur d'émissivité $\varepsilon_m = 0,8$ les coefficients réducteurs $k_{y,\theta}$, $k_{b,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour la valeur du facteur de massivité listée immédiatement supérieure à celle calculée, et pour la durée d'exposition visée de 30 minutes :

Section	b_p [mm]	h_p [mm]	t_p [mm]	A_m ⁽¹⁾ [m ² /m]	V ⁽¹⁾ [10 ⁻⁴ m ³ /m]	A_m/V ⁽¹⁾ [m ⁻¹]	$k_{y,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
Ailes (pour une aile)	50	300	2,5	0,055 ⁽²⁾	1,25 ⁽²⁾	440	0,205	0,093	0,122
Plaques latérales	110	300	2,5	0,115 ⁽³⁾	2,75 ⁽³⁾	418	0,205	0,093	0,122

⁽¹⁾ Le cas le plus défavorable du facteur de massivité le plus élevé s'obtient en utilisant la plus petite des deux dimensions de la section.

⁽²⁾ Plaque protégée sur une face : $A_m = 2 \cdot 0,0025 + 0,050 = 0,055 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,0025 \cdot 0,050 = 1,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

⁽³⁾ Plaque protégée sur une face : $A_m = 2 \cdot 0,0025 + 0,110 = 0,115 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,0025 \cdot 0,110 = 27,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

NOTE : La section de la poutre se réduisant, les surfaces considérées comme protégées par le bois diminuent potentiellement et le facteur de massivité augmente donc potentiellement. Il est cependant considéré dans le cadre du présent document que le facteur de massivité ne varie pas en fonction du temps.

PARTIE BOIS DE L'ASSEMBLAGE

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale selon NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale a été réalisée est n'est pas reprise ici.

Pour une durée de résistance de 15 minutes, la partie bois de l'assemblage bois-métal en situation d'incendie peut-être est vérifiée par le respect des règles simplifiées pour les assemblages non protégés en bois du §6.2.1.1, Tableau 6.1 de la NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale, où :

$$t_{d,fi} = 15 \text{ min pour } t_1 = 105 \geq 45 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{OK}$$

PLAQUES METALLIQUES AU DROIT DES BOULONS ET BOULONS

RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILLEMENT – AILE AU CONTACT DE LA POUTRE (EFFORT VERTICAL SEUL)

On rappelle les propriétés suivantes pour le boulon M12 de classe 4.6 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_{yb} &= 240 \text{ N/mm}^2 & A_s &= 84 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} &= 400 \text{ N/mm}^2 & \alpha_v &= 0,6 \\ \gamma_{M2} &= 1,25 \end{aligned}$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 2 x 3 boulons (3 sur chaque aile), l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 6 :

En situation normale :

$$\frac{F_{v,Ed}}{6} = \frac{28,350}{6} = 4,725 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 84}{1,25} = 16,128 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{6 \cdot F_{v,Rd}} = \frac{4,725}{16,128} = 0,293 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{6} = \frac{12,000}{6} = 2,000 \text{ kN}$$

$$F_{v,fi,Rd} = F_{v,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 16,128 \cdot 0,093 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 1,875 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{6 \cdot F_{v,fi,Rd}} = \frac{2,000}{1,875} = 1,067 > 1,00 \quad \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILLEMENT – PLAQUES LATERALES (EFFORTS COMBINES)

On rappelle les propriétés suivantes pour le boulon M12 de classe 4.6 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_{yb} &= 240 \text{ N/mm}^2 & A_s &= 84 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} &= 400 \text{ N/mm}^2 & \alpha_v &= 0,6 \\ \gamma_{M2} &= 1,25 \end{aligned}$$

L'assemblage comporte 2 plans de cisaillement et 3 boulons, l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 6 :

En situation normale :

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed,x}^2 + F_{v,Ed,z}^2} = \sqrt{35,46^2 + 22,40^2} = 41,942 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{6} = \frac{41,942}{6} = 6,990 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 84}{1,25} = 16,128 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{6 \cdot F_{v,Rd}} = \frac{6,990}{16,128} = 0,433 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$F_{v,fi,Ed} = \sqrt{F_{v,fi,Ed,x}^2 + F_{v,fi,Ed,z}^2} = \sqrt{4,73^2 + 8,93^2} = 10,105 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{6} = \frac{10,105}{6} = 1,684 \text{ kN}$$

$$F_{v,fi,Rd} = F_{v,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 16,128 \cdot 0,093 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 1,875 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{6 \cdot F_{v,fi,Rd}} = \frac{1,684}{1,875} = 0,898 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS – AILE AU CONTACT DE LA POUTRE (EFFORT VERTICAL SEUL)

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

f_y	= 275 N/mm ²	t_p	= 2,5 mm	e_1	= 30 mm
f_u	= 430 N/mm ²	b_p	= 50 mm	e_2	= 23 mm
γ_{M0}	= 1,00	d_0	= 12 + 1 (jeu) = 13,0 mm	p_1	= 100 mm
γ_{M2}	= 1,25			p_2	= 0

On rappelle également que pour un boulon de rive dans un trou rond :

$$k_b = 1,0 \quad \text{pour un trou rond}$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d; 1,0; f_{ub}/f_u) \quad \text{avec :} \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad \text{le terme } 1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7 \text{ étant non applicable dans le cas d'une rangée seule}$$

Dans le cas présent pour un seul boulon M12 de classe 4.6 :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{30}{3 \cdot 13}; 1,0; 400/430\right) = \min(0,769; 1,0; 0,930) = 0,769$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{23}{13} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,254; 2,5) = 2,5$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 2 x 3 boulons (3 sur chaque aile), l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 6 :

En situation normale :

$$\frac{F_{v,Ed}}{6} = \frac{28,350}{6} = 4,725 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = k_b \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,769 \cdot 430 \cdot 12 \cdot 2,5}{1,25} = 19,840 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{6 \cdot F_{b,Rd}} = \frac{4,725}{19,840} = 0,238 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{6} = \frac{12,000}{6} = 2,000 \text{ kN}$$

$$F_{b,fi,Rd} = F_{b,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 19,840 \cdot 0,093 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 2,306 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{b,fi,Ed}}{6 \cdot F_{b,fi,Rd}} = \frac{2,000}{2,306} = 0,867 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS – PLAQUES LATERALES (EFFORTS COMBINES)

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

f_y	= 275 N/mm ²	t_p	= 2,5 mm	$e_{1,x} = e_{2,z}$	= 25 mm
f_u	= 430 N/mm ²	b_p	= 300 mm	$e_{2,x} = e_{1,z}$	= 30 mm
γ_{M0}	= 1,00	d_0	= 12 + 1 (jeu) = 13,0 mm	$p_{1,x} = p_{2,z}$	= 0 mm
γ_{M2}	= 1,25			$p_{2,x} = p_{1,z}$	= 100 mm

On rappelle également que pour un boulon de rive dans un trou rond :

$$k_b = 1,0 \quad \text{pour un trou rond}$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d; 1,0; f_{ub}/f_u) \quad \text{avec :} \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad \text{avec } L_0 = p_2 \text{ pour des rangées alignées}$$

Dans le cas d'une sollicitation $F_{v,Ed,x}$ et $F_{v,Ed,z}$ selon les axes Ox et Oz parallèles aux bords de la plaque métallique :

$$\alpha_{b,x} = \min\left(\frac{e_{1,x}}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{25}{3 \cdot 13}; 1,0; 400/430\right) = \min(0,930; 1,0; 1,111) = 0,641$$

$$\alpha_{b,z} = \min\left(\frac{e_{1,z}}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{30}{3 \cdot 13}; 1,0; 400/430\right) = \min(0,769; 1,0; 0,930) = 0,769$$

$$k_{1,x} = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_{2,x}}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_{2,x}}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{30}{13} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{100}{13} - 1,7; 2,5\right)$$

$$= \min(4,762; 9,069; 2,5) = 2,5$$

$$k_{1,z} = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_{2,z}}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{25}{13} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,685; 2,5) = 2,5$$

L'assemblage comporte 2 plans de cisaillement et 3 boulons, l'effort agissant sur le boulon le plus chargé est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 6 :

$$\text{En situation normale :} \quad \frac{F_{v,Ed,x}}{6} = \frac{35,460}{6} = 5,910 \text{ kN} \quad \frac{F_{v,Ed,z}}{6} = \frac{22,400}{6} = 3,733 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd,x} = k_b \cdot \frac{k_{1,x} \cdot \alpha_{b,x} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,641 \cdot 430 \cdot 13 \cdot 2,5}{1,25} = 17,915 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd,z} = k_b \cdot \frac{k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,769 \cdot 430 \cdot 13 \cdot 2,5}{1,25} = 21,494 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{F_{v,Ed,x}}{6 \cdot F_{b,Rd,x}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed,z}}{6 \cdot F_{b,Rd,z}}\right)^2 = \left(\frac{5,910}{17,915}\right)^2 + \left(\frac{3,733}{21,494}\right)^2 = 0,139 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En situation d'incendie : } \frac{F_{v,fi,Ed,x}}{6} = \frac{4,730}{6} = 0,788 \text{ kN} \qquad \frac{F_{v,fi,Ed,z}}{6} = \frac{8,930}{6} = 1,488 \text{ kN}$$

$$F_{b,fi,Rd,x} = F_{b,Rd,x} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 17,915 \cdot 0,093 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 2,083 \text{ kN}$$

$$F_{b,fi,Rd,z} = F_{b,Rd,z} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 21,494 \cdot 0,093 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 2,499 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{F_{v,fi,Ed,x}}{6 \cdot F_{b,fi,Rd,x}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,fi,Ed,z}}{6 \cdot F_{b,fi,Rd,z}} \right)^2 = \left(\frac{0,788}{2,083} \right)^2 + \left(\frac{1,488}{2,499} \right)^2 = 0,498 \leq 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

CISAILEMENT DE BLOC – AILE AU CONTACT DE LA POUTRE (EFFORT VERTICAL SEUL)

Pour cette partie de la ferrure, la sollicitation V_{Ed} est unidirectionnelle parallèle ou perpendiculaire à l'un des bords de la plaque métallique.

$$A_{nt} = (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (23 - 0,5 \cdot 13) \cdot 2,5 = 41,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (2 \cdot p_1 + e_1 - 2,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (2 \cdot 100 + 30 - 2,5 \cdot 13) \cdot 2,5 = 493,75 \text{ mm}^2$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 2 x 3 boulons (3 sur chaque aile), l'effort agissant est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 2 :

$$\text{En situation normale : } \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{28,350}{2} = 14,175 \text{ kN}$$

$$V_{eff,nt,Rd} = \frac{A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{41,25 \cdot 430}{1,25} = 14,190 \text{ kN}$$

$$V_{eff,nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{493,75 \cdot 275}{1,00} = 78,394 \text{ kN}$$

$$V_{eff,Rd} = k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} + V_{eff,nv,Rd} = 0,5 \cdot 14,190 + 78,394 = 85,489 \text{ kN}$$

Note : $k_{ex} = 0,5$ pour un effort excentré

$$\frac{V_{Ed}}{2 \cdot V_{eff,Rd}} = \frac{14,175}{85,489} = 0,166 \leq 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En situation d'incendie : } \frac{V_{fi,Ed}}{2} = \frac{12,000}{2} = 6,000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{eff,fi,Rd} &= \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + V_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0}) \\ &= \frac{0,093}{1,00} \cdot (0,5 \cdot 14,190 \cdot 1,25 + 78,394 \cdot 1,00) = 8,115 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{V_{fi,Ed}}{V_{eff,fi,Rd}} = \frac{6,000}{8,115} = 0,739 \leq 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

CISAILLEMENT DE BLOC – PLAQUES LATÉRALES (EFFORTS COMBINÉS)

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

f_y	= 275 N/mm ²	t_p	= 2,5 mm	$e_{1,x} = e_{2,z}$	= 25 mm
f_u	= 430 N/mm ²	b_p	= 300 mm	$e_{2,x} = e_{1,z}$	= 30 mm
γ_{M0}	= 1,00	d_0	= 12 + 1 (jeu) = 13,0 mm	$p_{1,x} = p_{2,z}$	= 0 mm
γ_{M2}	= 1,25			$p_{2,x} = p_{1,z}$	= 100 mm

Pour cette partie de la ferrure, la sollicitation est combinée par deux efforts perpendiculaires entre eux N_{Ed} et V_{Ed} . On différencie donc les sections nettes tendues et cisailée ($A_{nt,N}$ et $A_{vt,N}$) pour la sollicitation N_{Ed} , de celles ($A_{nt,V}$ et $A_{vt,V}$) pour la sollicitation V_{Ed} :

$$A_{nt,N} = (2 \cdot p_{2,x} - 2 \cdot d_0) \cdot t_p = (2 \cdot 100 - 2 \cdot 13) \cdot 2,5 = 565,0 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv,N} = 2 \cdot (b_p - e_{1,x} - 0,5 \cdot d_0) \cdot t_p = 2 \cdot (110 - 25 - 0,5 \cdot 13) \cdot 2,5 = 392,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt,V} = (b_p - e_{2,z} - 0,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (110 - 25 - 0,5 \cdot 13) \cdot 2,5 = 392,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv,V} = (2 \cdot p_{1,z} + e_{1,z} - 2,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (2 \cdot 100 + 30 - 2,5 \cdot 13) \cdot 2,5 = 493,75 \text{ mm}^2$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 2 x 3 boulons (3 sur chaque aile), l'effort agissant est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 2 :

$$\text{En situation normale : } \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{35,460}{2} = 17,730 \text{ kN} \qquad \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{22,400}{2} = 11,200 \text{ kN}$$

$$N_{\text{eff},nt,Rd} = \frac{A_{nt,N} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{565,0 \cdot 430}{1,25} = 194,360 \text{ kN}$$

$$N_{\text{eff},nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv,N} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{392,5 \cdot 275}{1,00} = 62,317 \text{ kN}$$

$$N_{\text{eff},Rd} = k_{ex} \cdot N_{\text{eff},nt,Rd} + N_{\text{eff},nv,Rd} = 1,0 \cdot 194,360 + 62,317 = 256,677 \text{ kN}$$

Note : $k_{ex} = 1,0$ pour un effort excentré

$$V_{\text{eff},nt,Rd} = \frac{A_{nt,V} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{392,5 \cdot 430}{1,25} = 135,020 \text{ kN}$$

$$V_{\text{eff},nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv,V} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{493,75 \cdot 275}{1,00} = 78,394 \text{ kN}$$

$$V_{\text{eff},Rd} = k_{ex} \cdot V_{\text{eff},nt,Rd} + V_{\text{eff},nv,Rd} = 1,0 \cdot 135,020 + 78,394 = 213,414 \text{ kN}$$

Note : $k_{ex} = 1,0$ pour un effort excentré

$$\frac{N_{Ed}}{2 \cdot N_{\text{eff},Rd}} + \frac{V_{Ed}}{2 \cdot V_{\text{eff},Rd}} = \frac{17,730}{256,677} + \frac{11,200}{213,414} = 0,122 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\frac{N_{fi,Ed}}{2} = \frac{4,730}{2} = 2,365 \text{ kN} \qquad \frac{V_{fi,Ed}}{2} = \frac{8,930}{2} = 4,465 \text{ kN}$$

$$N_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot N_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + N_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0})$$

$$= \frac{0,093}{1,00} \cdot (1,0 \cdot 194,360 \cdot 1,25 + 62,317 \cdot 1,00) = 28,390 \text{ kN}$$

$$V_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + V_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0})$$

$$= \frac{0,093}{1,00} \cdot (1,0 \cdot 135,020 \cdot 1,25 + 78,394 \cdot 1,00) = 23,008 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{2 \cdot N_{eff,fi,Rd}} + \frac{V_{fi,Ed}}{2 \cdot V_{eff,fi,Rd}} = \frac{2,365}{28,390} + \frac{4,465}{23,008} = 0,277 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE A LA TRACTION DES SECTIONS NETTES – AILE AU CONTACT DE LA POUTRE (EFFORT VERTICAL SEUL)

Sous effort vertical seul, au vu de sa section, l'arrangement des trous de boulons étant identique, la section de l'aile est le cas le plus défavorable entre l'aile et la plaque latérale (qui se vérifie de manière similaire).

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 \qquad \gamma_{M0} = 1,00$$

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \qquad \gamma_{M2} = 1,25$$

Section transversale brute et nette résistant à la traction :

$$A_g = t_p \cdot b_p = 2,5 \cdot 50 = 125 \text{ mm}^2 \quad \text{et} \quad A_{net} = A_{net,1} = A_g - n_1 \cdot d_0 \cdot t_p = 125 - 1 \cdot 13 \cdot 2,5 = 92,5 \text{ mm}^2$$

L'assemblage comporte 1 plan de cisaillement et 2 x 3 boulons (3 sur chaque aile), l'effort agissant est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 2 :

En situation normale :

$$\frac{V_{Ed}}{2} = \frac{28,350}{2} = 14,175 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 92,5 \cdot 430}{1,25} = 28,638 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{2 \cdot N_{u,Rd}} = \frac{14,175}{28,638} = 0,495 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie, à condition qu'il existe un élément de fixation dans chaque trou, la ruine en section nette au niveau des trous de fixation peut être ignorée, la température de l'acier étant moins élevée au droit des assemblages en raison de la présence d'une quantité de matière supplémentaire (NF EN 1993-1-2, §4.2.1 (5)).

RESISTANCE A LA TRACTION DES SECTIONS NETTES – PLAQUE LATERALE SOUS EFFORT DE CONTREVENTEMENT SEUL

Section transversale brute et nette résistant à la traction :

$$A_g = t_p \cdot b_p = 2,5 \cdot 300 = 750 \text{ mm}^2 \quad \text{et} : \quad A_{net} = A_{net,1} = A_g - n_1 \cdot d_0 \cdot t_p = 750 - 3 \cdot 13 \cdot 2,5 = 652,5 \text{ mm}^2$$

L'assemblage comporte 2 plans de cisaillement et 3 boulons, l'effort agissant est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 2 :

$$\begin{aligned} \text{En situation normale :} \quad \frac{N_{Ed}}{2} &= \frac{35,460}{2} = 17,730 \text{ kN} \\ N_{u,Rd} &= \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 652,5 \cdot 430}{1,25} = 202,014 \text{ kN} \\ \frac{N_{Ed}}{2 \cdot N_{u,Rd}} &= \frac{17,730}{202,014} = 0,088 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

En situation d'incendie, à condition qu'il existe un élément de fixation dans chaque trou, la ruine en section nette au niveau des trous de fixation peut être ignorée, la température de l'acier étant moins élevée au droit des assemblages en raison de la présence d'une quantité de matière supplémentaire (NF EN 1993-1-2, §4.2.1 (5)).

PLAQUES METALLIQUES EN PARTIE COURANTE

On rappelle la classification des sections :

- Ailes : Classe 3 largeur utile : $b_{u,aile} = b_u = 30 \text{ mm}$
- Plaques latérales : Classe 3 largeur utile : $b_{u,plaque} = b_u = 30 \text{ mm}$

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_y &= 275 \text{ N/mm}^2 & \gamma_{M0} &= 1,00 \\ f_u &= 430 \text{ N/mm}^2 & \gamma_{M2} &= 1,25 \end{aligned}$$

RESISTANCE AU CISAILLEMENT

Chaque ensemble « aile + plaque latérale » est soumis sous charge descendante à un effort de cisaillement. La largeur utile de la section cisailée est donc la somme de la largeur utile de l'aile et de celle de la plaque latérale :

$$b_{v,u} = b_{u,aile} + b_{u,plaque} = 2 \cdot b_u = 2 \cdot 30 = 60 \text{ mm} \quad \text{et donc} : \quad A_{v,u} = 0,9 \cdot b_{v,u} \cdot t_p = 0,9 \cdot 60 \cdot 2,5 = 135 \text{ mm}$$

L'assemblage comporte 2 ensembles « aile + plaque latérale », l'effort agissant sur un ensemble est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 2 :

$$\begin{aligned} \text{En situation normale :} \quad \frac{V_{Ed}}{2} &= \frac{28,350}{2} = 14,175 \text{ kN} \\ V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} &= \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{v,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{135 \cdot 275}{1,00} = 21,434 \text{ kN} \\ \frac{V_{Ed}}{2 \cdot V_{c,Rd}} &= \frac{14,175}{21,434} = 0,661 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

En situation d'incendie :
$$\frac{V_{fi,Ed}}{2} = \frac{12,000}{2} = 6,000 \text{ kN}$$

$$V_{c,fi,Rd} = V_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 21,434 \cdot 0,205 \cdot \frac{1,00}{1,00} = 4,394 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fi,Ed}}{2 \cdot V_{c,fi,Rd}} = \frac{6,000}{4,394} = 1,365 > 1,00 \quad \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

RESISTANCE A LA TRACTION

La vérification est couverte par la vérification de la résistance à la traction des sections nettes vue précédemment.

PLAQUE METALLIQUE D'APPUI AU CONTACT DE LA PIECE DE BOIS

RESISTANCE A LA TRACTION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T

On rappelle les propriétés suivantes pour les 2 x 3 boulons M12 de classe 4.6 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{array}{ll} f_{yb} & = 240 \text{ N/mm}^2 & A_s & = 84 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} & = 400 \text{ N/mm}^2 & \gamma_{M2} & = 1,25 \end{array}$$

On rappelle les propriétés suivantes pour le tronçon en T équivalent (cf. §2.2) :

$$\begin{array}{llll} f_y & = 275 \text{ N/mm}^2 & b_p & = 50 \text{ mm} & e = m = e_{\min} & = 23 \text{ mm} \\ \gamma_{M0} & = 1,00 & h_p & = 300 \text{ mm} & p & = 100 \text{ mm} \end{array}$$

Les longueurs efficaces sont déterminées conformément au §4.3.3 des *Recommandations CN2CM pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8* (notamment les Tableaux 14, 15, 16 et 17) :

Modes circulaires :
$$l_{eff,cp} = 2 \cdot (\pi \cdot m + 2 \cdot p) = 2 \cdot (\pi \cdot 23 + 2 \cdot 100) = 544,51 \text{ mm}$$

Modes non circulaires :
$$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e + 2 \cdot p = 4 \cdot 23 + 1,25 \cdot 23 + 2 \cdot 100 = 320,75 \text{ mm}$$

On détermine ensuite :

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{\min\{l_{eff,cp}; l_{eff,nc}\} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{\min\{544,51; 320,75\} \cdot 2,5^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,00} = 137822 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff,nc} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{320,75 \cdot 2,5^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,00} = 137822 \text{ N.mm}$$

et :
$$n = \min(e_{\min}; 1,25 \cdot m) = \min(23; 1,25 \cdot 23) = 23 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 84}{1,25} = 24,192 \text{ kN} \quad k_2 = 0,9 \text{ (boulon à tête non fraisée – NF EN 1993-1-8, Tableau 3.4)}$$

Et enfin :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 137822}{23} = 23,969 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 137822 + 23 \cdot (6 \cdot 24192)}{23 + 23} = 78,568 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 6 \cdot 24,192 = 145,152 \text{ kN}$$

L'assemblage comporte 2 ensembles « aile + plaque latérale », l'effort agissant sur un ensemble est donc l'effort agissant dimensionnant divisé par 2 (tenant compte de l'effort de traction induit par le moment d'excentrement du cisaillement) :

$$\text{En situation normale : } N_{Ed,ex} = \frac{1}{2} \cdot \left(N_{Ed} + \frac{0,0875}{0,200} \cdot V_{Ed} \right) = \frac{1}{2} \cdot (35,460 + 0,4375 \cdot 22,400) = 22,630 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min \{ F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} \} = \min \{ 23,969 ; 78,568 ; 145,152 \} \\ = 23,969 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed,ex}}{2 \cdot F_{T,Rd}} = \frac{22,630}{23,969} = 0,944 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{En situation d'incendie : } N_{fi,Ed,ex} = \frac{1}{2} \cdot \left(N_{fi,Ed} + \frac{0,0875}{0,200} \cdot V_{fi,d} \right) = \frac{1}{2} \cdot (4,730 + 0,4375 \cdot 8,930) = 4,318 \text{ kN}$$

$$F_{T,fi,Rd} = \frac{k_{\gamma,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \min \{ F_{T,1,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; F_{T,2,Rd} \cdot \gamma_{M0} ; F_{T,3,Rd} \cdot \gamma_{M2} \} \\ = \frac{0,205}{1,00} \cdot \min \{ 23,969 \cdot 1,00 ; 78,568 \cdot 1,00 ; 145,152 \cdot 1,25 \} \\ = 0,205 \cdot 23,969 = 4,914 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Ed,ex}}{2 \cdot F_{T,fi,Rd}} = \frac{4,318}{4,914} = 0,879 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

SYNTHESE

Le tableau suivant synthétise les taux d'effort pour les diverses vérifications.

Partie	Effort agissant dimensionnant	SITUATION NORMALE	SITUATION D'INCENDIE
Plaques métalliques au droit des boulons et boulons	AILE AU CONTACT DE LA POUTRE (EFFORT VERTICAL SEUL)		
	Cisaillement	0,293	1,067
	Pression diamétrale	0,238	0,867
	Cisaillement de bloc	0,166	0,739
	Traction de la section nette	0,495	-
	PLAQUES LATÉRALES (EFFORTS COMBINÉS)		
	Cisaillement	0,433	0,898
	Pression diamétrale	0,139	0,498
	Cisaillement de bloc	0,122	0,277
	PLAQUES LATÉRALES (EFFORT DE CONTREVENTEMENT SEUL)		
Traction de la section nette	0,088	-	
Plaques métalliques en partie courante	Résistance au cisaillement	0,661	1,365
Plaque métallique d'appui	Résistance à la traction de la semelle en T	0,944	0,879

On note que la résistance de l'assemblage est bridée par la résistance au cisaillement de la ferrure et du boulonnage côté poutre en situation d'incendie.

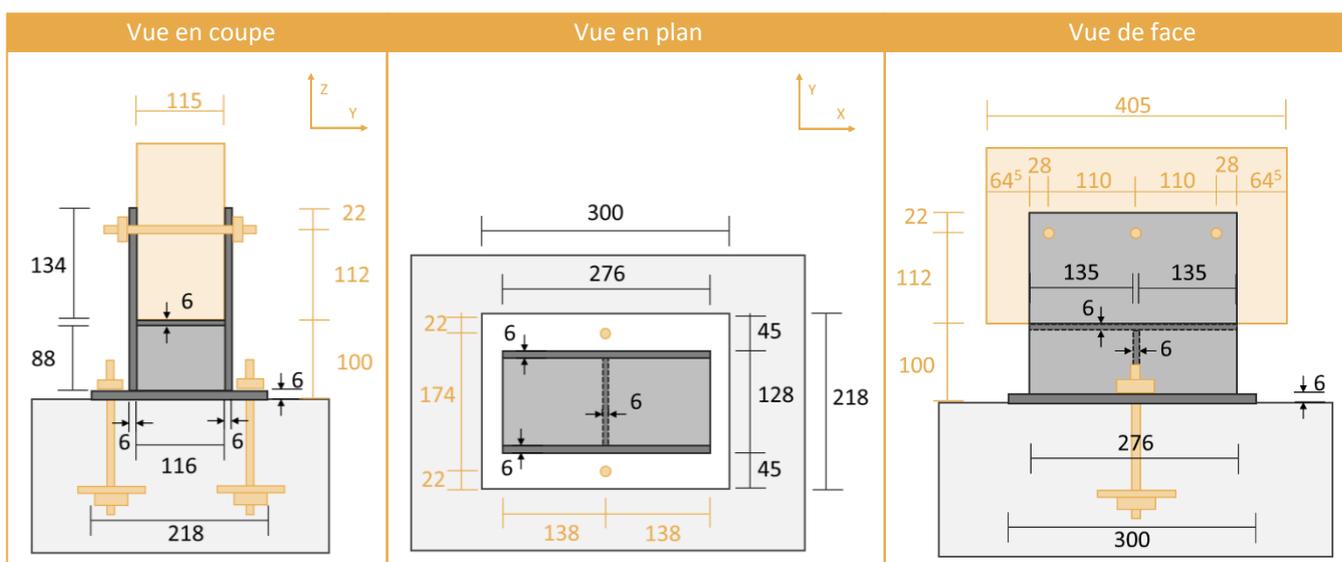
NOTE : La vérification du cisaillement des plaques métalliques en partie courante est dépendante de la section résistance, elle-même assez fortement influencée par l'hypothèse simplificatrice consistant à prendre en compte la largeur utile pour éviter un calcul en Classe 4. Un calcul plus précis peut s'avérer ici judicieux.

3.3. PIED DE POTEAU SIMPLE

Les étapes de vérifications individuelles sont illustrées à l'aide d'un exemple numérique pour une ferrure mécano-soudée usuelle formant l'assemblage d'un pied de poteau simple.

DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE DE PIED DE POTEAU SIMPLE ETUDIE

On étudie dans cet exemple un assemblage de pied de poteau (lamellé-collé) simple, par le biais d'une ferrure articulée sur un support massif en béton. Cette ferrure comporte deux axes de symétrie, sa géométrie et ses dimensions sont décrites dans la figure ci-dessous.



L'assemblage métal-bois-métal sollicite les boulons en cisaillement double. Les charges descendantes sont reprises en compression bois/métal et métal/béton. La poussée due au vent horizontal et le moment induit dû à l'excentricité sont repris en cisaillement par les boulons et les plaques latérales de la ferrure.

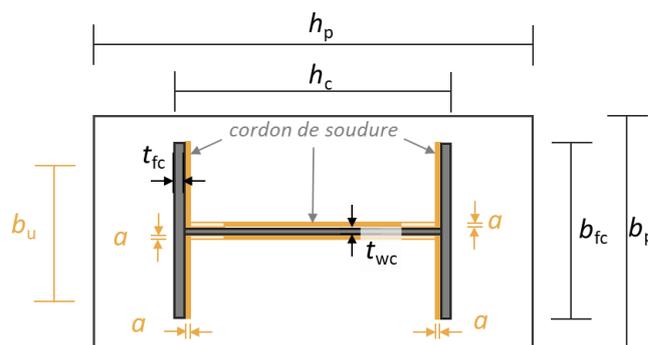
Note : La plus grande dimension de la plaque métallique d'assise (semelle) est inférieure à 300 mm, ce qui satisfait aux dispositions du §5.2.1(2) de l'Annexe Nationale de la NF EN 1993-1-8 visant les pieds de poteau articulés.

COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE

- POTEAU BOIS Lamellé-collé – Classe GL24H – section 115 x 405 mm
- PLAQUES D'ACIER Acier S235 – $t_p = 6$ mm – cordon de soudure $a = \max[0,7 \cdot 6, 0 ; 3, 0] = 4,2$ mm
- BETON C25/30 – dimensions de la fondation inconnues
- BOULONS 3 x M16 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm
- ANCRAGES 2 goujons M12 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm

DIMENSIONS POUR LE TRONÇON EN T EQUIVALENT

b_p	300 mm
h_p	218 mm
b_{fc}	276 mm
h_c	128 mm
t_{fc}	6 mm
t_{wc}	6 mm
a	4,2 mm



HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT

HYPOTHESES GENERALES

L'ouvrage est situé :

- dans un environnement correspondant à celui de la Classe de service 2 (NF EN 1995-1-1) ;
- à une altitude inférieure à 1 000 m (NF EN 1990 et NF EN 1991-1-3).

La durée de résistance au feu visée est : R30 (30 minutes)

ACTIONS ET EFFORTS AGISSANTS

Les actions sur la structure génèrent les efforts suivants sur le nœud de l'assemblage :

Actions			Effort sur le noeud [daN]	
			Horizontal (X)	Vertical (Z)
Poids propre	G_k	Permanent	0	4 321,8
Neige	S_k	Court terme	0	1 944,8
Neige accidentelle	S_{ad}		0	4 444,0
Vent	$W_{k,1}$	Instantané	+/- 1 892,0	-1 601,6
Vent en soulèvement	$W_{k,2}$		0	0

L'application des combinaisons d'actions selon NF EN 1995-1-1 et NF EN 1995-1-2 d'une part, et NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-1-2 d'autre part donne les efforts agissants de calcul suivants :

Effort agissant dimensionnant	[kN]	SITUATION NORMALE	k_{mod}	SITUATION D'INCENDIE	k_{mod}
Charges descendantes <i>Effort normal – section en H sous le sommier</i> <i>Sommier au contact du bois</i> <i>Semelle au contact du béton</i>	N_{Ed}	87,657	0,90	47,110	1,00
Soulèvement	$N_{Ed(-)}$	-	-	-	
Poussée horizontale <i>Cisaillement de bloc</i> <i>Cisaillement et flexion des plaque latérales</i>	V_{Ed}	28,380	1,10	3,784	
Boulon le plus chargé - Cisaillement	$F_{V,Ed}$	26,800	0,90	3,580	
Boulon le plus chargé – Pression diamétrale	$F_{V,x,Ed}$	9,460		1,270	
	$F_{V,z,Ed}$	20,070	3,350		

HYPOTHESES RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

De manière générale, l'assemblage est considéré comme non protégé.

Pour le dimensionnement des boulons :

- l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque métallique.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on retient les hypothèses suivantes :

- plaque d'assise (semelle) sur support béton : la surface en contact avec le béton est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaque d'appui (sommier) de l'élément bois : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaques latérales : considérées comme complètement exposées (car en contact partiel avec l'élément bois).

NOTE : Deux approches de la vérification en situation d'incendie sont possibles :

(a) on détermine le taux de travail en situation d'incendie à $t = 0$, qui est (en général) la valeur du coefficient réducteur $k_{\gamma,\theta}$ permettant un taux de travail égal à 100%, et on en déduit le temps d'exposition associé que l'on compare à l'objectif de 30 minutes ;

ou

(b) on détermine les valeurs des coefficients réducteurs $k_{\gamma,\theta}$, $k_{b,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour la durée objectif de 30 minutes et on effectue les vérifications individuelles des divers modes de rupture.

Dans ce qui suit, c'est cette dernière approche (b) qui sera utilisée.

CLASSEMENT DES SECTIONS ET LARGEUR UTILE

On détermine individuellement pour chaque plaque sa classe de section avec, pour un acier de nuance S235, les facteurs $\varepsilon = 1,000$ et $\varepsilon_{fi} = 0,850$:

Section	b_p [mm]	h_p [mm]	t_p [mm]	c [mm]	c/t_p	Classe de section	b_u [mm]
Semelle (béton)	218	300	6	Plaques sollicitées en compression.			
Sommier (bois)	128	276	6				
Ame	116	88	6	107,6 ⁽¹⁾	17,93	< $33 \cdot \varepsilon$ ⁽³⁾ → Classe 1	116 ⁽⁴⁾
Plaques latérales	276	234	6	130,8 ⁽²⁾	21,80	> $14 \cdot \varepsilon$ ⁽³⁾ → Classe 4	148 ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Pour l'âme d'une section en H mécano-soudée : $c = b_p - 2 \cdot \alpha = 116 - 2 \cdot 4,2 = 107,6 \text{ mm}$

⁽²⁾ Pour l'aile d'une section en H mécano-soudée : $c = (b_p - t_p) / 2 - \alpha = (276 - 6) / 2 - 4,2 = 130,8 \text{ mm}$

⁽³⁾ Eléments comprimés d'une section en H : $k_1 = 33$ pour l'âme et $k_3 = 14$ pour l'aile (NF EN 1993-1-1, Tableau 5.2)

⁽⁴⁾ Cette section est de Classe 1, donc $b_u = b_p = 116 \text{ mm}$

⁽⁵⁾ Cette section serait de Classe 4 – on calcule la largeur utile : $b_u = 2 \cdot c_u + t_p = 2 \cdot 71 + 6,0 = 148 \text{ mm}$ avec $c_u = \min \{ c ; k_3 \cdot \varepsilon_{fi} \cdot t_p \} = \min \{ 130,8 ; 14 \cdot 0,85 \cdot 6,0 \} = 71,4 \text{ mm}$ arrondi à 71 mm.

A l'aide de la largeur utile b_u , l'ensemble des vérifications peut être réalisé de manière sécuritaire en considérant des plaques de Classe 3 au plus.

FACTEURS DE MASSIVITE ET COEFFICIENTS REDUCTEURS

On détermine individuellement pour chaque plaque son facteur de massivité avec, et on lit dans le tableau du §2.4 correspondant au facteur d'émissivité $\varepsilon_m = 0,8$ les coefficients réducteurs $k_{\gamma,\theta}$, $k_{b,\theta}$ et $k_{E,\theta}$ pour la valeur du facteur de massivité listée immédiatement supérieure à celle calculée, et pour la durée d'exposition visée de 30 minutes :

Section	b_p [mm]	h_p [mm]	t_p [mm]	A_m ⁽¹⁾ [m ² /m]	V ⁽¹⁾ [10 ⁻⁴ m ³ /m]	A_m/V ⁽¹⁾ [m ⁻¹]	$k_{\gamma,\theta}$	$k_{b,\theta}$	$k_{E,\theta}$
Semelle (béton)	218	300	6	0,230 ⁽²⁾	13,08 ⁽²⁾	176	0,096	0,057	0,084
Sommier (bois)	128	276	6	0,140	7,68	182	0,095	0,057	0,083
Ame	116	88	6	0,188	5,28	356	0,091	0,054	0,082
Plaques latérales	276	234	6	0,480 ⁽³⁾	14,04 ⁽³⁾	342	0,091	0,054	0,082

⁽¹⁾ Le cas le plus défavorable du facteur de massivité le plus élevé s'obtient en utilisant la plus petite des deux dimensions de la section.

⁽²⁾ Plaque protégée sur une face : $A_m = 2 \cdot 0,006 + 0,218 = 0,230 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,006 \cdot 0,218 = 13,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

⁽³⁾ Plaque exposée toutes faces : $A_m = 2 \cdot (0,006 + 0,234) = 0,480 \text{ m}^2 / \text{m}$ et $V = 0,006 \cdot 0,234 = 14,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}$

NOTE : La section du poteau se réduisant, les surfaces considérées comme protégées par le bois diminuent potentiellement et le facteur de massivité augmente donc potentiellement. Il est cependant considéré dans le cadre du présent document que le facteur de massivité ne varie pas en fonction du temps.

PARTIE BOIS DE L'ASSEMBLAGE

Le tableau ci-après donne la synthèse (le détail n'est pas repris) de la vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale selon NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale :

Mode de rupture	Taux de travail	Vérification
Compression du bois sur sommier (métal)	30 %	→ OK
Boulonnage bois/métal (boulon le plus chargé)	97 %	→ OK
Effort tranchant	16 %	→ OK
Résistance au fendage	50 %	→ OK
Rupture de bloc	0 %	→ OK
Taux de travail maximum	97 %	→ OK

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation d'incendie par la méthode de la charge réduite selon le §6.2.2 de la NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale, donne pour période de résistance au feu des boulons non protégés :

$$t_{d,fi} = 23.94 \text{ min} < 30 \text{ min} \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

PLAQUES METALLIQUES AU DROIT DES BOULONS ET BOULONS

RESISTANCE D'UN BOULON AU CISAILLEMENT

On rappelle les propriétés suivantes pour le boulon M16 de classe 4.6 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$\begin{aligned} f_{yb} &= 240 \text{ N/mm}^2 & A_s &= 157 \text{ mm}^2 \\ f_{ub} &= 400 \text{ N/mm}^2 & \alpha_v &= 0,6 \\ \gamma_{M2} &= 1,25 \end{aligned}$$

L'assemblage comporte 2 plans de cisaillement, on divise donc les efforts agissant sur le boulon le plus chargé par 2 :

En situation normale :

$$\frac{F_{v,Ed}}{2} = \frac{26,800}{2} = 13,400 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 157}{1,25} = 30,144 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{2 \cdot F_{v,Rd}} = \frac{13,400}{30,144} = 0,445 \leq 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{2} = \frac{3,580}{2} = 1,790 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 30,144 \cdot 0,054 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 2,035 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,fi,Ed}}{2 \cdot F_{v,fi,Rd}} = \frac{1,790}{2,035} = 0,88 \leq 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

Note : Il convient de vérifier la résistance des goujons d'ancrage de la même manière

RESISTANCE EN PRESSION DIAMETRALE DE LA PLAQUE AU DROIT DES BOULONS

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

f_y	= 235 N/mm ²	t_p	= 6,0 mm	$e_{1,x} = e_{2,z}$	= 28 mm
f_u	= 360 N/mm ²	b_p	= 300 mm	$e_{2,x} = e_{1,z}$	= 22 mm
γ_{M0}	= 1,00	d_0	= 16 + 1 (jeu) = 17,0 mm	$p_{1,x} = p_{2,z}$	= 110 mm
γ_{M2}	= 1,25			$p_{2,x} = p_{1,z}$	= 0 mm

On rappelle également que pour un boulon de rive dans un trou rond :

$$k_b = 1,0 \quad \text{pour un trou rond}$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d; 1,0; f_{ub}/f_u) \quad \text{avec:} \quad \alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{L_0}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad \text{avec } L_0 = p_2 \text{ pour des rangées alignées}$$

Dans le cas d'une sollicitation $F_{v,x,Ed}$ et $F_{v,z,Ed}$ selon les axes Ox et Oz parallèles aux bords de la plaque métallique :

$$\alpha_{b,x} = \min\left(\frac{e_{1,x}}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{28}{3 \cdot 17}; 1,0; 400/360\right) = \min(0,549; 1,0; 1,111) = 0,549$$

$$\alpha_{b,z} = \min\left(\frac{e_{1,z}}{3 \cdot d_0}; 1,0; f_{ub}/f_u\right) = \min\left(\frac{22}{3 \cdot 17}; 1,0; 400/360\right) = \min(0,431; 1,0; 1,111) = 0,431$$

$$k_{1,x} = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_{2,x}}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{22}{17} - 1,7; 2,5\right) = \min(1,924; 2,5) = 1,924$$

$$k_{1,z} = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_{2,z}}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_{2,z}}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{28}{17} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{110}{17} - 1,7; 2,5\right) \\ = \min(2,912; 7,358; 2,5) = 2,5$$

L'assemblage comporte 2 plans de cisaillement, on divise donc les efforts agissant sur le boulon le plus chargé par 2 :

$$\text{En situation normale :} \quad \frac{F_{v,x,Ed}}{2} = \frac{9,460}{2} = 4,730 \text{ kN} \quad \frac{F_{v,z,Ed}}{2} = \frac{20,070}{2} = 10,035 \text{ kN}$$

$$F_{b,x,Rd} = k_b \cdot \frac{k_{1,x} \cdot \alpha_{b,x} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{1,924 \cdot 0,549 \cdot 360 \cdot 16 \cdot 6}{1,25} = 29,204 \text{ kN}$$

$$F_{b,z,Rd} = k_b \cdot \frac{k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,431 \cdot 360 \cdot 16 \cdot 6}{1,25} = 29,791 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{F_{v,x,Ed}}{2 \cdot F_{b,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,z,Ed}}{2 \cdot F_{b,z,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{4,730}{29,204}\right)^2 + \left(\frac{10,035}{29,791}\right)^2 = 0,140 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\frac{F_{v,fi,x,Ed}}{2} = \frac{1,270}{2} = 0,635 \text{ kN} \qquad \frac{F_{v,fi,z,Ed}}{2} = \frac{3,350}{2} = 1,675 \text{ kN}$$

$$F_{b,fi,x,Rd} = F_{b,x,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 29,204 \cdot 0,054 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 1,971 \text{ kN}$$

$$F_{b,fi,z,Rd} = F_{b,z,Rd} \cdot k_{b,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}} = 29,791 \cdot 0,054 \cdot \frac{1,25}{1,00} = 2,011 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{F_{v,fi,x,Ed}}{2 \cdot F_{b,fi,x,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,fi,z,Ed}}{2 \cdot F_{b,fi,z,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{0,635}{1,971} \right)^2 + \left(\frac{1,675}{2,011} \right)^2 = 0,798 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Note : Il convient de vérifier la résistance des goujons d'ancrage de la même manière

CISAILLEMENT DE BLOC

Dans le cas présent, la sollicitation est unidirectionnelle V_{Ed} est unidirectionnelle parallèle ou perpendiculaire à l'un des bords de la plaque métallique.

$$A_{nt} = (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (22 - 0,5 \cdot 17) \cdot 6 = 81 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (2 \cdot p_1 + e_1 - 2,5 \cdot d_0) \cdot t_p = (2 \cdot 110 + 28 - 2,5 \cdot 17) \cdot 6 = 1233 \text{ mm}^2$$

L'assemblage comporte 2 plans de cisaillement, on divise donc les efforts agissant sur le boulon le plus chargé par 2 :

En situation normale :

$$\frac{V_{Ed}}{2} = \frac{28,380}{2} = 14,190 \text{ kN}$$

$$V_{eff,nt,Rd} = \frac{A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{81 \cdot 360}{1,25} = 23,328 \text{ kN}$$

$$V_{eff,nv,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1233 \cdot 235}{1,00} = 167,290 \text{ kN}$$

$$V_{eff,Rd} = k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} + V_{eff,nv,Rd} = 1,0 \cdot 23,328 + 167,290 = 190,618 \text{ kN}$$

Note : $k_{ex} = 1,0$ pour un effort centré

$$\frac{V_{Ed}}{2 \cdot V_{eff,Rd}} = \frac{14,190}{190,618} = 0,074 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\frac{V_{fi,Ed}}{2} = \frac{3,784}{2} = 1,892 \text{ kN}$$

$$V_{eff,fi,Rd} = \frac{k_{b,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \cdot (k_{ex} \cdot V_{eff,nt,Rd} \cdot \gamma_{M2} + V_{eff,nv,Rd} \cdot \gamma_{M0})$$

$$= \frac{0,054}{1,00} \cdot (1,0 \cdot 23,328 \cdot 1,25 + 190,618 \cdot 1,00) = 11,868 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fi,Ed}}{2 \cdot V_{eff,fi,Rd}} = \frac{1,892}{11,868} = 0,159 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE A LA TRACTION DES SECTIONS NETTES

En situation d'incendie, à condition qu'il existe un élément de fixation dans chaque trou, la ruine en section nette au niveau des trous de fixation peut être ignorée, la température de l'acier étant moins élevée au droit des assemblages en raison de la présence d'une quantité de matière supplémentaire (NF EN 1993-1-2, §4.2.1 (5)).

PLAQUES METALLIQUES EN PARTIE COURANTE

On rappelle la classification des sections :

- Ame : Classe 1 largeur utile : $b_{u,ame} = 116 \text{ mm}$
- Plaques latérales : Classe 3 largeur utile : $b_{u,plaque} = 148 \text{ mm}$

A l'aide de la largeur utile b_u , l'ensemble des vérifications peut être réalisé de manière sécuritaire en considérant des plaques de Classe 3 au plus.

On rappelle les propriétés suivantes pour la plaque métallique en acier S235 (cf. §2.2 et §2.3) :

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_{M0} = 1,00$$

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_{M1} = 1,00$$

RESISTANCE AU CISAILLEMENT – PLAQUES LATÉRALES LE LONG DU POTEAU

Section transversale des plaques latérales résistant au cisaillement :

$$A_{v,u} = 0,9 \cdot b_{v,u} \cdot t_p = 0,9 \cdot (2 \cdot b_{u,plaque}) \cdot t_p = 0,9 \cdot (2 \cdot 148) \cdot 6 = 1598,4 \text{ mm}^2$$

En situation normale : $V_{Ed} = 28,380 \text{ kN}$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{v,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1598,4 \cdot 235}{1,00} = 216,812 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{28,380}{216,812} = 0,131 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $V_{fi,Ed} = 3,784 \text{ kN}$

$$V_{c,fi,Rd} = V_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 216,812 \cdot 0,091 \cdot \frac{1,00}{1,00} = 19,730 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fi,Ed}}{V_{c,fi,Rd}} = \frac{3,784}{19,730} = 0,192 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RESISTANCE AUX EFFORTS COMBINES (EFFORT NORMAL, FLEXION, CISAILLEMENT) – SECTION EN H SOUS LE POTEAU

Section transversale de la section en H résistant au cisaillement :

$$A_{v,u} = 0,9 \cdot b_{v,u} \cdot t_p = 0,9 \cdot (2 \cdot b_{u,plaque} + b_{u,ame}) \cdot t_p = 0,9 \cdot (2 \cdot 148 + 116) \cdot 6 = 2224,8 \text{ mm}^2$$

Moment statique de la section en H résistant à la flexion :

$$W_{y,u} = W_{el,min} = \frac{2 \cdot \frac{t_p \cdot b_{u,plaque}^3}{12} + \frac{b_{u,ame} \cdot t_p^3}{12}}{\frac{b_{u,plaque}}{2}} = \frac{2 \cdot \frac{6 \cdot 148^3}{12} + \frac{116 \cdot 6^3}{12}}{\frac{148}{2}} = 43836 \text{ mm}^3$$

Au vu de ce qui précède (résistance au cisaillement des plaques latérales seules), le taux de contrainte en cisaillement est inférieur à 50%, il n't donc pas lieu de prendre en compte une réduction pour interaction, et on prendra $\rho = 0$.

En situation normale :

$$N_{Ed} = 87,657 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot L_F = 28,380 \cdot 0,100 = 2,838 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{au niveau du sommier}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{v,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2224,8 \cdot 235}{1,00} = 522,828 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{y,u} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{43836 \cdot 235}{1,00} = 10,301 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{(1-\rho) \cdot M_{c,Rd}} = \frac{87,657}{522,828} + \frac{2,838}{(1-0) \cdot 10,301} = 0,443 \leq 1,00$$

→ OK

En situation d'incendie :

$$N_{fi,Ed} = 47,110 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Ed} = V_{fi,Ed} \cdot L_F = 3,784 \cdot 0,100 = 0,378 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{c,fi,Rd} = N_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 522,828 \cdot 0,091 \cdot \frac{1,00}{1,00} = 45,577 \text{ kN}$$

$$M_{c,fi,Rd} = M_{c,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} = 10,301 \cdot 0,091 \cdot \frac{1,00}{1,00} = 0,937 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{c,fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Ed}}{(1-\rho) \cdot M_{c,fi,Rd}} = \frac{47,110}{45,577} + \frac{0,378}{0,937} = 1,437 > 1,00 \quad \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

RESISTANCE A LA FLEXION AVEC INSTABILITE – PLAQUES LATERALES LE LONG DU POTEAU

Moment statique des plaques latérales résistant à la flexion :

$$W_{y,u} = W_{el,min} = 2 \cdot \frac{t_p \cdot b_{u,plaque}^2}{6} = 2 \cdot \frac{6 \cdot 148^2}{6} = 43808 \text{ mm}^3$$

En situation normale :

$$\alpha_{LT} = 0,76$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{k_c}{41,7 \cdot \varepsilon} \cdot \sqrt{\frac{L_{LT} \cdot b_{u,plaque}}{t_p^2}} = \frac{1,0}{41,7 \cdot 1,00} \cdot \sqrt{\frac{112 \cdot 148}{6^2}} = 0,5146$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,76 \cdot (0,5146 - 0,2) + 0,5146^2) = 0,752$$

$$\chi_{LT} = \min \left\{ \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} ; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{0,752 + \sqrt{0,752^2 - 0,5146^2}} ; 1,0 \right\} = 0,769$$

Et on vérifie : $M_{Ed} = V_{Ed} \cdot L_F = 28,380 \cdot (0,100 + 0,112) = 6,017 \text{ kN} \cdot \text{m}$ au niveau des boulons

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{y,u} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,769 \cdot \frac{43808 \cdot 235}{1,00} = 7,917 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{6,017}{7,917} = 0,760 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$\alpha_{LT,\theta} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,65$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,5146 \cdot \sqrt{\frac{0,091}{0,082}} = 0,5421$$

$$\phi_{LT,\theta} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT,\theta} \cdot (\bar{\lambda}_{LT,\theta} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,65 \cdot (0,5421 - 0,2) + 0,5421^2) = 0,758$$

$$\chi_{LT,fi} = \min \left\{ \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} ; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{1}{0,758 + \sqrt{0,758^2 - 0,5421^2}} ; 1,0 \right\} = 0,7665$$

Et on vérifie : $M_{fi,Ed} = V_{fi,Ed} \cdot L_F = 3,784 \cdot (0,100 + 0,112) = 0,802 \text{ kN} \cdot \text{m}$ au niveau des boulons

$$M_{b,fi,Rd} = M_{b,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\chi_{LT,fi}}{\chi_{LT}} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} = 7,917 \cdot 0,091 \cdot \frac{0,7665}{0,769} \cdot \frac{1,00}{1,00} = 0,718 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{b,fi,Rd}} = \frac{0,802}{0,718} = 1,117 > 1,00 \quad \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

PLAQUE METALLIQUE D'APPUI (SOMMIER) AU CONTACT DE LA PIECE DE BOIS

RESISTANCE A LA COMPRESSION LOCALISEE AU CONTACT DU BOIS

On rappelle les propriétés suivantes pour le poteau en bois lamellé-collé de classe GL24h (cf. §2.2 et §2.3) :

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_M = 1,25 \quad k_{\text{mod}} = 0,90$$

En situation normale : $f_{jd,b} = f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,90 \cdot \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ N/mm}^2$

En situation d'incendie : $f_{jd,b,fi} = k_{\text{mod},fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,00 \cdot 1,15 \cdot \frac{24}{1,00} = 27,60 \text{ N/mm}^2$

RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T EQUIVALENT – ACIER - BOIS

On rappelle les propriétés suivantes pour le tronçon en T équivalent :

$$\begin{array}{llll} f_y & = 235 \text{ N/mm}^2 & b_p & = 300 \text{ mm} & h_c & = 128 \text{ mm} \\ \gamma_{M0} & = 1,00 & b_{fc} & = 276 \text{ mm} & t_{fc} & = 6 \text{ mm} \\ a & = 4,2 \text{ mm} & h_p & = 218 \text{ mm} & t_{wc} & = 6 \text{ mm} \end{array}$$

On rappelle la largeur utile des plaques latérales (de Classe 3) :

$$b_u = 148 \text{ mm}$$

et la largeur efficace additionnelle liée à la soudure de gorge : $\alpha_{ef} = 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a = 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot 4,2 = 4,75 \text{ mm}$

En situation d'incendie, on prend en compte la section réduite du poteau sur la base d'une vitesse de carbonisation $\beta_n = 0,41 \text{ mm/min}$ à l'interface bois-métal (valeur observée lors d'essais) avec une réduction de section à $t = 30 \text{ min}$ de :

$$d_{ef} = \beta_n \cdot t + k_0 \cdot d_0 = 0,41 \cdot 30 + 1,0 \cdot 7 = 19,3 \text{ mm}$$

En situation normale :

$$c_b = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd,b} \cdot \gamma_{M0}}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 17,28 \cdot 1,00}} = 12,77 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fc} = c_b + \alpha_{ef} = 12,77 + 4,75 = 17,52 \text{ mm}$$

$$h_{ef,fc} = \min[b_u ; b_{fc}] = \min[148 ; 276] = 148 \text{ mm}$$

$$b_{ef,wc} = t_{wc} + 2 \cdot (c_b + \alpha_{ef}) = 6 + 2 \cdot (12,77 + 4,75) = 41,04 \text{ mm}$$

$$h_{ef,wc} = \max[h_c - 2 \cdot (t_{fc} + c_b + \alpha_{ef}) ; 0] = \max[128 - 2 \cdot (6 + 12,77 + 4,75) ; 0] = 80,96 \text{ mm}$$

$$A_{ef,cb} = 2 \cdot (b_{ef,fc} \cdot h_{ef,fc}) + b_{ef,wc} \cdot h_{ef,wc} = 2 \cdot (17,52 \cdot 148) + 41,04 \cdot 80,96 = 8508,5 \text{ mm}^2$$

Et on vérifie : $N_{c,Ed} = 87,657 \text{ kN}$

$$N_{cb,Rd} = A_{ef,cb} \cdot f_{jd,b} = 8508,5 \cdot 17,28 = 147,03 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{cb,Rd}} = \frac{87,657}{147,030} = 0,596 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie :

$$c_{b,fi} = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd,b,fi} \cdot \gamma_{M,fi}}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 27,60 \cdot 1,00}} = 10,11 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fc,fi} = \max[c_{b,fi} + \alpha_{ef} - d_{ef}; 0] = \max[10,11 + 4,75 - 19,3; 0] = \max[-4,44; 0] = 0 \text{ mm}$$

$$h_{ef,fc,fi} = \min[b_u; b_{fc}] = \min[148; 276] = 148 \text{ mm}$$

$$b_{ef,wc,fi} = t_{wc} + 2 \cdot (c_{b,fi} + \alpha_{ef}) = 6 + 2 \cdot (10,11 + 4,2) = 34,62 \text{ mm}$$

$$h_{ef,wc,fi} = \max[h_c - 2 \cdot (t_{fc} + \max\{c_{b,fi} + \alpha_{ef}; d_{ef}\}); 0] = \max[128 - 2 \cdot (6 + \max\{10,11 + 4,75; 19,3\}); 0] \\ = \max[128 - 2 \cdot (6 + 19,3); 0] = 77,40 \text{ mm}$$

$$A_{ef,cb,fi} = 2 \cdot (b_{ef,fc,fi} \cdot h_{ef,fc,fi}) + b_{ef,wc,fi} \cdot h_{ef,wc,fi} = 2 \cdot (0 \cdot 148) + 34,62 \cdot 77,40 = 2679,6 \text{ mm}^2$$

Et on vérifie : $N_{c,fi,Ed} = 47,110 \text{ kN}$

$$N_{cb,fi,Rd} = A_{ef,cb,fi} \cdot f_{jd,b,fi} \cdot k_{y,\theta} = 2679,6 \cdot 27,60 \cdot 0,091 = 6,730 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{cb,fi,Rd}} = \frac{47,110}{6,730} = 6,99 > 1,00 \quad \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

PLAQUE METALLIQUE D'ASSISE (SEMELLE) AU CONTACT DU SUPPORT BETON

RESISTANCE A LA COMPRESSION LOCALISEE AU CONTACT DU BETON

On rappelle les propriétés suivantes pour la fondation en béton de classe C25/30 :

$$f_{c,k} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_c = 1,50 \quad \alpha_{cc} = 1,0$$

Les dimensions de la fondation étant inconnues :

$$\beta_j = 1,0 \quad \alpha_{bf} = 1,0$$

En situation normale : $f_{jd,p} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot \alpha_{bf} = \beta_j \cdot \left(\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \cdot \alpha_{bf} = 1,0 \cdot \left(1,0 \cdot \frac{25,0}{1,50} \right) \cdot 1,0 = 16,67 \text{ N/mm}^2$

On considère qu'il n'y a pas de réduction de $f_{jd,p}$ en situation d'incendie.

RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA SEMELLE D'UN TRONÇON EN T EQUIVALENT – ACIER - BETON

On rappelle les propriétés suivantes pour le tronçon en T équivalent :

$$\begin{array}{llll} f_y & = 235 \text{ N/mm}^2 & b_p & = 300 \text{ mm} & h_c & = 128 \text{ mm} \\ \gamma_{M0} & = 1,00 & b_{fc} & = 276 \text{ mm} & t_{fc} & = 6 \text{ mm} \\ a & = 4,2 \text{ mm} & h_p & = 218 \text{ mm} & t_{wc} & = 6 \text{ mm} \end{array}$$

En situation normale :

$$c_p = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd,p} \cdot \gamma_{M0}}} = 6 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 16,67 \cdot 1,00}} = 13,00 \text{ mm}$$

$$b_{ef,cp} = \min[b_p ; b_u + 2 \cdot c_p] = \min[300 ; 148 + 2 \cdot 13,00] = \min[300 ; 174] = 174 \text{ mm}$$

$$h_{ef,cp} = \min[h_p ; h_c + 2 \cdot c_p] = \min[218 ; 128 + 2 \cdot 13,00] = \min[218 ; 154] = 154 \text{ mm}$$

$$b_{0,wp} = \max[b_{ef,cp} - t_{wc} - 2 \cdot c_p ; 0] = \max[174 - 6 - 2 \cdot 13,00 ; 0] = 142 \text{ mm}$$

$$h_{0,wp} = \max[h_c - 2 \cdot t_{fc} - 2 \cdot c_p ; 0] = \max[128 - 2 \cdot 6 - 2 \cdot 13,00 ; 0] = 90 \text{ mm}$$

$$A_{ef,cp} = b_{ef,cp} \cdot h_{ef,cp} - b_{0,wp} \cdot h_{0,wp} = 174 \cdot 154 - 142 \cdot 90 = 14016 \text{ mm}^2$$

Et on vérifie : $N_{c,Ed} = 87,657 \text{ kN}$

$$N_{cp,Rd} = A_{ef,cp} \cdot f_{jd,p} = 14016 \cdot 16,67 = 233,600 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{cp,Rd}} = \frac{87,657}{233,600} = 0,375 \leq 1,00 \quad \rightarrow \text{OK}$$

En situation d'incendie : $N_{c,fi,Ed} = 47,110 \text{ kN}$

$$N_{cp,fi,Rd} = N_{cp,Rd} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_{M,fi}} = 233,600 \cdot 0,091 \cdot \frac{1,50}{1,00} = 31,886 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{cp,fi,Rd}} = \frac{47,110}{31,886} = 1,477 > 1,00 \quad \rightarrow \text{INSUFFISANT}$$

ANCRAGES

Note : Il convient de vérifier la résistance des goujons d'ancrage de la même manière

SYNTHESE

Le tableau suivant synthétise les taux d'effort pour les diverses vérifications.

Partie	Effort agissant dimensionnant	SITUATION NORMALE	SITUATION D'INCENDIE
Partie Bois	Boulonnage bois-métal	0,970	2,506
Plaques métalliques au droit des boulons et boulons	Cisaillement	0,445	0,880
	Pression diamétrale	0,140	0,798
	Cisaillement de bloc	0,074	0,159
Plaques métalliques en partie courante	Cisaillement – plaques latérales /poteau	0,131	0,192
	Efforts combinés – section en H sous le poteau	0,443	1,437
	Flexion avec instabilité	0,760	1,117
Plaque métallique d'appui	Sommier au contact du bois	0,596	6,990
	Semelle au contact du béton	0,375	1,477

On note que la résistance de l'assemblage est bridée par le boulonnage bois-métal (partie bois) en situation normale et par la résistance à la compression de la plaque d'appui (sommier) au contact du bois en situation d'incendie.

APPROCHE SIMPLIFIEE DU DIMENSIONNEMENT

INTRODUCTION

Un des objectifs du présent guide est de faciliter l'appropriation par le plus grand nombre des méthodes de justification des assemblages métal-bois courants en situation d'incendie aux Eurocodes, **le cas échéant en présentant des méthodes simplifiées ou règles de moyens.**

La recherche de méthodes simplifiées et/ou règles de moyens a débouché sur des conditions en termes de taux de travail maximum de l'assemblage à froid jugées très limitatives et peu économiques. A toutes fins utiles, ces résultats ont été conservés dans le guide et positionné en fin de document.

Les tableaux présentés, s'ils peuvent à première vue apparaître très limitatifs, illustrent cependant bien les implications du dimensionnement en situation d'incendie pour la partie bois et la partie métallique de l'assemblage vis-à-vis des taux d'effort en situation normale, et la relative sensibilité de ces assemblages à l'action du feu, notamment pour de faibles épaisseurs de plaque métallique ou des ferrures plus exposées que d'autres.

4.1. APPROCHE SIMPLIFIEE

APPROCHE RETENUE DANS LA RECHERCHE DE SIMPLIFICATION

A l'instar d'éléments de méthodes simplifiées développées et présentées dans d'autres guides de dimensionnement d'assemblages de structure bois édités par le CODIFAB, un travail similaire a été réalisé afin de rechercher des pistes de simplification de la méthode de dimensionnement présentée précédemment, ou à tout le moins de proposer des tableaux synthétiques à lecture directe pour des configurations usuelles, moyennant certaines simplifications à caractère sécuritaire.

L'approche de simplification s'est appuyée sur les principes suivants :

- Considérer que l'assemblage a été dimensionné en situation normale avant d'en vérifier la durée de résistance en situation d'incendie, et que par conséquent son taux de travail en situation normale est connu ;
- Appréhender la vérification en situation d'incendie sur la base d'actions déterminées selon la méthode simplifiée de la NF EN 1991-1-2, §4.3.2, méthode dite de la charge réduite ;
- Poser des hypothèses sur les actions en entrée afin de pouvoir définir un coefficient η_{fi} unique en situation d'incendie permettant de rationaliser le nombre de vérification et donc de simplifier le calcul ;
- Définir un cadre précis pour les composants de l'assemblage (matériaux, dimensions, organes de fixation, configurations des ferrures, combinaisons de chacun de ces paramètres) ;
- Appliquer cette approche à une sélection d'assemblages bois-métal par ferrure bien définie, en accord avec les professionnels, afin de refléter leur pratique courante.

Si la lecture des tableaux ainsi obtenus est relativement aisée et répond à l'objectif de simplification, les hypothèses devant être faites pour permettre cette simplification ont débouché sur des conditions en termes de taux de travail maximum de l'assemblage à froid jugées très limitatives et peu économiques. A toutes fins utiles, ces résultats ont été conservés dans le guide, notamment pour leur caractère illustratif.

Les travaux n'ont donc pas été menés pour l'ensemble des assemblages initialement envisagés. Les tableaux sont limités aux typologies d'assemblages (les plus complexes) suivante :

- PIED DE POTEAU SIMPLE
- PIED DE POTEAU MOISE
- CANTILEVER

Les tableaux présentés, s'ils peuvent à première vue apparaître très limitatifs, illustrent cependant bien les implications du dimensionnement en situation d'incendie pour la partie bois et la partie métallique de l'assemblage vis-à-vis des taux d'effort en situation normale, et la relative sensibilité de ces assemblages à l'action du feu, notamment pour de faibles épaisseurs de plaque métallique ou des ferrures plus exposées que d'autres.

LECTURE DES TABLEAUX

Les tableaux suivants peuvent être utilisés dans le cheminement suivant :

- On dimensionne tout d'abord la partie bois de l'assemblage métal-bois en situation normale, et l'on note le taux de travail $\eta_{0,bois}$ du cas décisif indépendamment du taux de travail de la partie métallique (ferrure) ;
- On dimensionne ensuite la partie métallique (ferrure) de l'assemblage métal-bois en situation normale, et l'on note le taux de travail $\eta_{0,métal}$ du cas décisif indépendamment du taux de travail de la partie bois ;
- Avec le taux de travail $\eta_{0,bois}$ on lit la durée de résistance au feu de la partie bois dans le tableau correspondant ;
- Avec le taux de travail $\eta_{0,métal}$ on lit la durée de résistance au feu de la partie métallique dans le tableau correspondant ;
- On retient la durée la plus courte des deux parties de l'assemblage.

Lorsque le taux de travail en situation normale n'est pas connu, on lit les tableaux avec $\eta_0 = 1,00$.

RAPPEL DU PRINCIPE DE LA METHODE DE LA CHARGE REDUITE

La NF EN 1991-1-2 donne au §4.3 deux possibilités pour déterminer $E_{d,fi}$, reprises également dans la NF EN 1995-1-2 :

En déterminant les combinaisons d'actions pour la situation incendie (NF EN 1995-1-2, § 2.4.2(1)) :

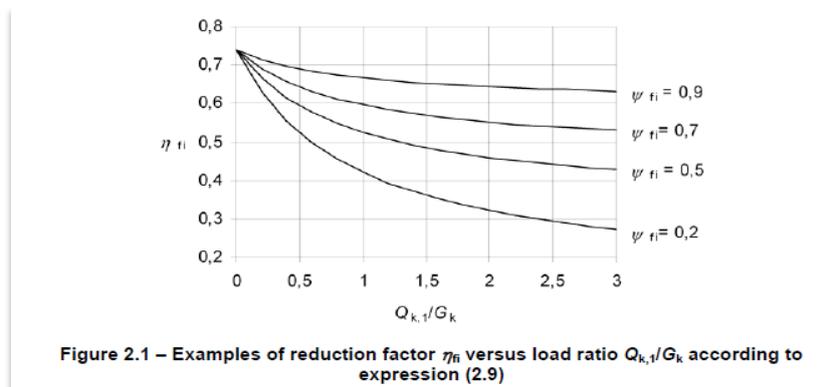
Il s'agit de déterminer l'effet des actions pour $t=0$ en utilisant les facteurs de combinaison $\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$ suivant NF EN 1991-1-2, §4.3.1. Pour la France l'annexe nationale impose l'utilisation de $\psi_{1,1}$.

En utilisant un coefficient de réduction par rapport à la situation normale (NF EN 1995-1-2, § 2.4.2(2)) :

Il s'agit de multiplier l'effet des actions à froid par un coefficient de réduction : $E_{d,fi} = \eta_{fi} \times E_d$

Avec : η_{fi} calculé par $\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$ avec $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ pour la France (cf. point plus haut)

Ou : η_{fi} approximé forfaitairement (pour la France l'annexe nationale impose la valeur de 0,7)



Valeurs de η_{fi} fonction de $Q_{k,1}/G_k$ et de ψ_{fi} pour $\gamma_G = 1,35$ et $\gamma_{Q1} = 1,5$

On illustre ci-après l'utilisation de cette méthode dans la démarche de simplification, en prenant l'exemple de la partie bois de l'assemblage. Il s'agit dans un premier temps d'écrire analytiquement la perte progressive de résistance de l'assemblage en fonction du temps, puis de résoudre l'équation pour trouver le temps en fonction des autres paramètres.

On pose : $R_{d,t,fi} = f_{fi}(param, t) \times f_{d,fi}$ où : f_{fi} une fonction des paramètres géométriques et du temps

On sait que : $f_{d,fi} = \frac{k_{mod,fi} \times k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} f_k$ donc : $R_{d,t,fi} = f_{fi}(param, t) \times \frac{k_{mod,fi} \times k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} f_k$ (1)

On pose : $R_d = f(param) \times f_d$ où : f une fonction des paramètres géométriques de l'assemblage

On sait que : $f_d = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} f_k$ donc : $R_d = f(param) \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} f_k$ (2)

On sait qu'à rupture : $\frac{E_{d,fi}}{R_{d,t,fi}} = \frac{E_d}{R_d} \times \frac{1}{\eta_0} = 1$ que l'on peut écrire : $\frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \eta_0 = \frac{R_{d,t,fi}}{R_d}$ (3)

Et on sait que : $E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d$ (4)

On peut réécrire et réduire (3) après avoir remplacé $R_{d,t,fi}$, R_d et $\frac{E_{d,fi}}{E_d}$ selon leur expression dans (1) (2) et (4), pour obtenir :

$$\frac{f_{fi}(param, t)}{f(param)} = \eta_0 \times \eta_{fi} \times \frac{1}{k_{fi}} \times \frac{k_{mod}}{k_{mod,fi}} \times \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M}$$

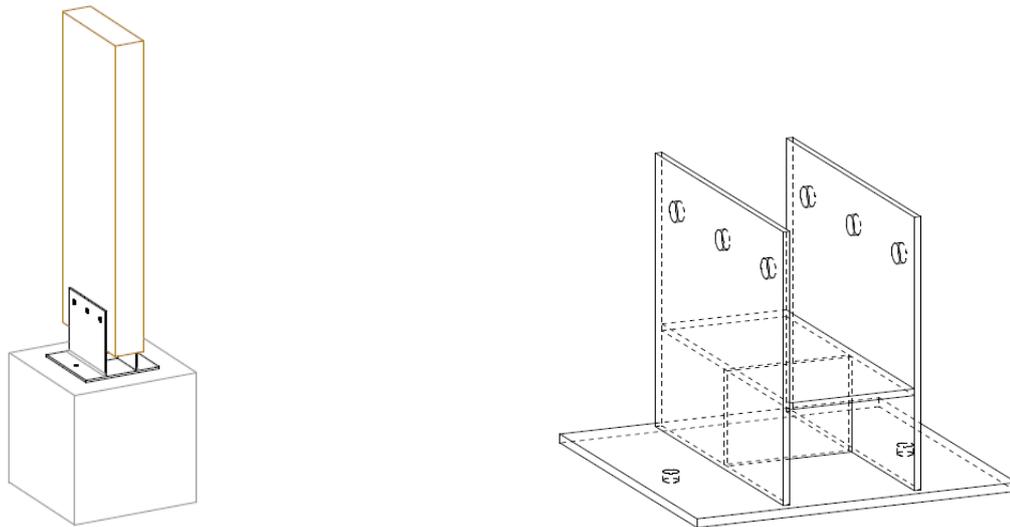
Utiliser la méthode de la charge réduite c'est trouver t pour lequel cette équation est vraie.

Le terme de gauche traduit la résistance résiduelle relative de l'assemblage soumis à l'incendie en fonction du temps. Il est égal à 1 pour $t=0$ et décroît progressivement. Il est spécifique à chaque assemblage et dépend des paramètres géométriques.

Le premier terme de droite η_0 est le taux de travail de l'assemblage à froid. Le reste du terme de droite représente le ratio équivalent des taux de sollicitation à froid et en situation d'incendie.

4.2. PIED DE POTEAU SIMPLE

DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE



CARACTERISTIQUES

On considère un assemblage de pied de poteau simple, par le biais d'une ferrure articulée sur un support massif en béton. Cette ferrure comporte deux axes de symétrie. Le poteau est inséré entre les deux plaques latérales de la ferrure.

Note : La plus grande dimension de la plaque métallique d'assise (semelle) doit être inférieure à 300 mm pour satisfaire aux dispositions du §5.2.1(2) de l'Annexe Nationale de la NF EN 1993-1-8 visant les pieds de poteau articulés.

FONCTIONNEMENT MECANIQUE

L'assemblage métal-bois-métal sollicite les boulons en cisaillement double. Les charges descendantes sont reprises en compression bois/métal et métal/béton. La poussée due au vent horizontal et le moment induit dû à l'excentricité sont repris en cisaillement par les boulons et les plaques latérales de la ferrure.

CADRE DE VALIDITE DE L'APPROCHE SIMPLIFIEE

COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE

- POTEAU BOIS Lamellé-collé – Classe GL24H – largeur comprise entre 90 mm et 140 mm inclus
- PLAQUES D'ACIER Acier S235 – $t_p \geq 4$ mm – cordon de soudure $a = \max[0,7 \cdot t_p ; 3,0]$
- BETON C25/30 – dimensions de la fondation inconnues
- BOULONS M16 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm
- ANCRAGES Goujons M12 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm

SOLLICITATIONS

- Aucun cas de charge n'induit d'effort de soulèvement ;
- Le cas de charge décisif pour l'effort normal (descendant) est de Court terme ($k_{mod} = 0,90$)
- Le cas de charge décisif pour l'effort de cisaillement (poussée au vent) est Instantané ($k_{mod} = 1,10$)
- En situation normale, le taux de travail sous effort de cisaillement (poussée au vent) est au moins 3 fois supérieur au taux de travail sous effort normal (descendant)

CONFIGURATION DE LA FERRURE METALLIQUE

- Le poteau est fixé au moyen d'une seule rangée horizontale de 2 ou 3 boulons située à une hauteur permettant le respect des règles de pinces du poteau (extrémité chargée : $a_{3,t} \geq 7.d$) ;
- La ferrure est fixée au support béton au moyen de 2 goujons d'ancrage ;
- La face supérieure du sommier (plaque d'appui du poteau) est à 100 mm maximum au-dessus du support béton ;
- Les pinces sont les pinces minimales définies au §2.2 ;
- Les dimensions de la semelle (plaque d'assise au contact du béton) sont au moins égales aux dimensions extérieures de l'empreinte des plaques latérales, augmentées de deux fois l'épaisseur a du cordon de soudure ;
- Sauf indication contraire, toutes les plaques de la ferrure ont la même épaisseur.

CONFIGURATIONS ETUDIEES

On étudie les configurations suivantes :

- Pour le poteau :

Partie	Epaisseur [mm]		
Poteau	90	115	140

- Pour les ferrures :

Partie	Epaisseur [mm]			
Plaques courantes	4	6	8	10
Plaque d'appui poteau et plaque d'assise	10	12	15	20

HYPOTHESES GENERALES

L'ouvrage est situé :

- dans un environnement correspondant à celui de la Classe de service 2 (NF EN 1995-1-1) ;
- à une altitude inférieure à 1 000 m (NF EN 1990 et NF NE 1991-1-3).

HYPOTHESES RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

Pour le dimensionnement des boulons :

- l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque métallique.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on retient les hypothèses suivantes :

- plaque d'assise (semelle) sur support béton : la surface en contact avec le béton est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaque d'appui (sommier) de l'élément bois : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaques latérales : considérées comme complètement exposées (car en contact partiel avec l'élément bois).

ASSEMBLAGE BOIS-METAL NON PROTEGE

Le tableau ci-dessous indique pour chacune des épaisseurs de poteau en bois lamellé-collé étudiées les durées de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,bois}$ en situation normale bridé par la partie bois de l'assemblage bois-métal indépendamment du taux de travail de la partie métallique (ferrure) qui est traitée sur la page suivante, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

$\eta_{0,bois}$	Epaisseur du poteau [mm]		
	90	115	140
0,10	R30	R30	R30
0,20	R30	R30	R30
0,30	R30	R30	R30
0,40	R30	R30	R30
0,50	R30	R30	R30
0,60	R15	R15	R15
0,70	R15	R15	R15
0,80	R15	R15	R15
0,90	R15	R15	R15
1,00	R15	R15	R15

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale selon NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale et en situation d'incendie selon NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale vérifie les modes de rupture suivants :

- Compression du bois sur sommier (métal)
- Boulonnage bois/métal (boulon le plus chargé)
- Effort tranchant
- Résistance au fendage
- Rupture de bloc

NOTE : Il convient de vérifier également le taux de travail de la partie métallique (ferrure) de l'assemblage. Ce dernier peut en effet être supérieur à 1,00 même si la partie bois est vérifiée (ceci est en particulier vrai lorsque les plaques de la ferrure ont une épaisseur de 4mm).

ASSEMBLAGE METAL-BOIS PROTEGE

Au-delà des valeurs indiquées dans le tableau ci-dessus, la durée de résistance au feu peut être augmentée moyennant protection des têtes de boulons, qui peut être réalisée par ajout d'éléments de protection à base de bois ou en plaque de plâtre (et non par l'augmentation de la largeur des poteaux). Il convient de se référer aux dispositions détaillées au §2.2.

NOTE : Dans le cas d'assemblages protégés, en fonction des efforts appliqués, la résistance de l'assemblage en situation d'incendie peut être bridée par la compression bois/métal du poteau sur la plaque et la rupture par fendage qu'il y aura lieu de vérifier par ailleurs.

FERRURE METALLIQUE NON PROTEGEE

Le tableau ci-dessous indique pour chacune des épaisseurs de plaque métallique courante étudiées (et l'épaisseur de plaque d'assise correspondants à cette configuration) les durées $t_{d,fi}$ de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,métal}$ en situation normale bridé par la partie métallique de l'assemblage bois-métal indépendamment du taux de travail de la partie bois qui est traitée sur la page précédente, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

$\eta_{0,métal}$		Épaisseur des plaques courantes / d'assise [mm]			
		4 / 10	6 / 12	8 / 15	10 / 20
0,10	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	919	905	910	940
0,20	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	863	862	881	893
0,30	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	816	826	851	864
0,40	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	790	789	807	826
0,50	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R30
	θ_{cr} [°C]	768	770	782	792
0,60	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	750	750	764	772
0,70	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	737	737	746	755
0,80	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	724	727	732	738
0,90	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	712	710	710	710
1,00	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	702	693	693	693

NOTE : Le tableau indique également la température critique θ_{cr} , qui est la température à laquelle le taux de travail de la partie métallique (ferrure) en situation d'incendie est exactement égal à 1,00.

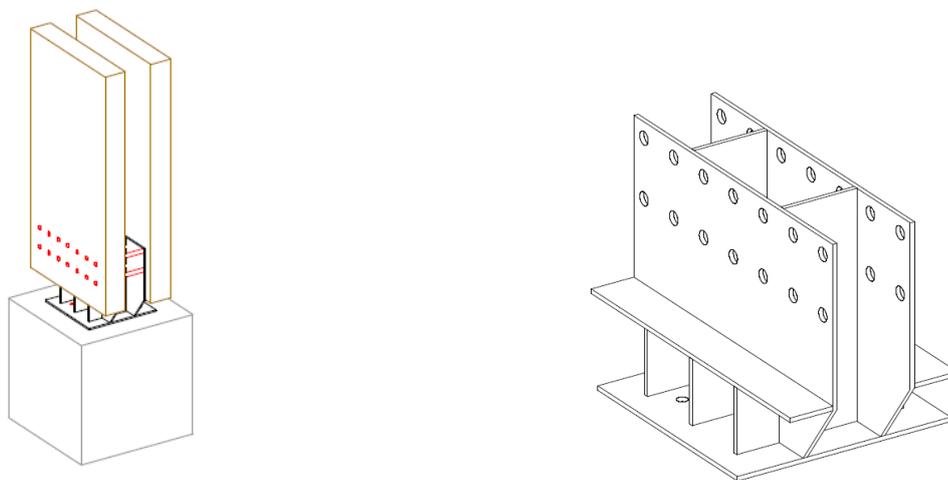
FERRURE METALLIQUE PROTEGEE

Au-delà des valeurs indiquées dans le tableau ci-dessus, la durée de résistance au feu peut être augmentée moyennant protection des plaques exposées, qui peut être réalisée au moyen de peintures intumescentes, de produits projetés ou de plaques de plâtre. Il convient de se référer aux dispositions détaillées au §2.2.

NOTE : Certains modes de rupture de la ferrure en situation d'incendie sont bridés par la section réduite des poteaux bois. Ces modes de rupture peuvent donc potentiellement brider la résistance en situation d'incendie de la ferrure protégée malgré cette protection. Dans ce cas de figure, il convient de protéger aussi bien la partie métallique (ferrure et boulons) de l'assemblage bois-métal que la pièce de bois sur toute sa périphérie extérieure au niveau de l'assemblage.

4.3. PIED DE POTEAU MOISE

DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE



CARACTERISTIQUES

On considère un assemblage de pied de poteau simple, par le biais d'une ferrure articulée sur un support massif en béton. Cette ferrure comporte deux axes de symétrie. Les deux pièces du poteau moisé se positionne de part et d'autre des deux plaques latérales de la ferrure.

Note : La plus grande dimension de la plaque métallique d'assise (semelle) doit être inférieure à 300 mm pour satisfaire aux dispositions du §5.2.1(2) de l'Annexe Nationale de la NF EN 1993-1-8 visant les pieds de poteau articulés.

FONCTIONNEMENT MECANIQUE

L'assemblage métal-bois-métal sollicite les boulons en cisaillement double. Les charges descendantes sont reprises en compression bois/métal et métal/béton. La poussée due au vent horizontal et le moment induit dû à l'excentricité sont repris en cisaillement par les boulons et les plaques latérales de la ferrure.

CADRE DE VALIDITE DE L'APPROCHE SIMPLIFIEE

COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE

- POTEAU BOIS Lamellé-collé – Classe GL24H – largeur des moises comprise entre 78 et 115 mm
- PLAQUES D'ACIER Acier S235 – $t_p \geq 4$ mm – cordon de soudure $\alpha = \max[0,7 \cdot t_p ; 3,0]$
- BETON C25/30 – dimensions de la fondation inconnues
- BOULONS M16 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm
- ANCRAGES Goujons M12 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm

SOLLICITATIONS

- Aucun cas de charge n'induit d'effort de soulèvement ;
- Le cas de charge décisif pour l'effort normal (descendant) est Permanent ($k_{mod} = 0,60$)
- Le cas de charge décisif pour l'effort de cisaillement (poussée au vent) est Instantané ($k_{mod} = 1,10$)
- Pour l'effort normal (descendant) la contribution du poids propre est inférieure ou égale à 10 fois celle de la neige
- En situation normale, le taux de travail sous effort de cisaillement (poussée au vent) est au moins 2 fois supérieur au taux de travail sous effort normal (descendant)

CONFIGURATION DE LA FERRURE METALLIQUE

- Le poteau est fixé au moyen de deux rangées horizontales de 4 à 7 boulons située à une hauteur permettant le respect des règles de pinces du poteau (extrémité chargée : $a_{3,t} \geq 7.d$) ;
- La ferrure est fixée au support béton au moyen de 4 goujons d'ancrage ;
- La face supérieure du sommier (plaque d'appui du poteau) est à 100 mm maximum au-dessus du support béton ;
- L'espacement a_2 entre les boulons est pris égal à $5.d$;
- Les pinces sont les pinces minimales définies au §2.2 ;
- Les dimensions de la semelle (plaque d'assise au contact du béton) sont fixées à 300 x 300 mm ;
- Il y a deux raidisseurs entre plaques latérales et trois raidisseurs entre le sommier et la semelle ;
- L'entraxe entre raidisseurs est fixé à 145 mm ;
- La largeur du sommier (plaque d'appui des pièces de bois) correspond à la largeur des moises diminuée de 10 mm ;
- Sauf indication contraire, toutes les plaques de la ferrure ont la même épaisseur.

CONFIGURATIONS ETUDIEES

On étudie les configurations suivantes :

- Pour le poteau (et l'écartement des moises permettant d'insérer l'arbalétrier en tête) :

Partie	Epaisseur [mm]			
Moise	78	90	105	115
Arbalétrier	115	140	160	188

- Pour les ferrures :

Partie	Epaisseur [mm]			
Plaques courantes	4	6	8	10
Plaque d'appui poteau et plaque d'assise	10	12	15	20

HYPOTHESES GENERALES

L'ouvrage est situé :

- dans un environnement correspondant à celui de la Classe de service 2 (NF EN 1995-1-1) ;
- à une altitude inférieure à 1 000 m (NF EN 1990 et NF NE 1991-1-3).

HYPOTHESES RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

Pour le dimensionnement des boulons :

- l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque métallique.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on retient les hypothèses suivantes :

- plaque d'assise (semelle) sur support béton : la surface en contact avec le béton est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaque d'appui (sommier) de l'élément bois : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu ;
- plaques latérales : considérées comme complètement exposées (car en contact partiel avec l'élément bois).

ASSEMBLAGE BOIS-METAL NON PROTEGE

Le tableau ci-dessous indique pour chacune des épaisseurs de moise en bois lamellé-collé étudiées les durées de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,bois}$ en situation normale bridé par la partie bois de l'assemblage bois-métal indépendamment du taux de travail de la partie métallique (ferrure) qui est traitée sur la page suivante, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

$\eta_{0,bois}$	Epaisseur des moises [mm]			
	78	90	105	115
0,10	R30	R30	R30	R30
0,20	R30	R30	R15	R15
0,30	R15	R15	R15	R15
0,40	R15	R15	R15	R15
0,50	R15	R15	R15	R15
0,60	R15	R15	R15	R15
0,70	R15	R15	!	!
0,80	!	!	!	!
0,90	!	!	!	!
1,00	!	!	!	!

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale selon NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale et en situation d'incendie selon NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale vérifie les modes de rupture suivants :

- Compression du bois sur sommier (métal)
- Boulonnage bois/métal (boulon le plus chargé)
- Effort tranchant
- Résistance au fendage
- Rupture de bloc

NOTE : Il convient de vérifier également le taux de travail de la partie métallique (ferrure) de l'assemblage. Ce dernier peut en effet être supérieur à 1,00 même si la partie bois est vérifiée (ceci est en particulier vrai lorsque les plaques de la ferrure ont une épaisseur de 4mm).

NOTE : Selon la NF EN 1995-1-2, les dispositions relatives aux règles simplifiées et à la méthode de la charge réduite sont applicables aux assemblages symétriques chargés latéralement en double cisaillement. Bien que cet assemblage ne fonctionne pas rigoureusement en double cisaillement mais en double simple cisaillement, au regard de son comportement et de sa symétrie, il est considéré ici que ces dispositions restent valables.

ASSEMBLAGE METAL-BOIS PROTEGE

Au-delà des valeurs indiquées dans le tableau ci-dessus, la durée de résistance au feu peut être augmentée moyennant protection des têtes de boulons, qui peut être réalisée par ajout d'éléments de protection à base de bois ou en plaque de plâtre (et non par l'augmentation de la largeur des poteaux). Il convient de se référer aux dispositions détaillées au §2.2.

NOTE : Dans le cas d'assemblages protégés, en fonction des efforts appliqués, la résistance de l'assemblage en situation d'incendie peut être bridée par la compression bois/métal du poteau sur la plaque et la rupture par fendage qu'il y aura lieu de vérifier par ailleurs.

FERRURE METALLIQUE NON PROTEGEE

Le tableau ci-dessous indique pour chacune des épaisseurs de plaque métallique courante étudiées (et l'épaisseur de plaque d'assise correspondants à cette configuration) les durées $t_{d,fi}$ de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,métal}$ en situation normale bridé par la partie métallique de l'assemblage bois-métal indépendamment du taux de travail de la partie bois qui est traitée sur la page précédente, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

$\eta_{0,métal}$		Épaisseur des plaques courantes / d'assise [mm]			
		4 / 10	6 / 12	8 / 15	10 / 20
0,10	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	932	908	887	888
0,20	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	815	813	852	856
0,30	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R30
	θ_{cr} [°C]	735	752	778	839
0,40	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	688	704	732	792
0,50	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15
	θ_{cr} [°C]	673	676	693	767
0,60	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15
	θ_{cr} [°C]	656	658	677	733
0,70	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15
	θ_{cr} [°C]	636	636	659	709
0,80	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15
	θ_{cr} [°C]	612	610	636	695
0,90	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	!
	θ_{cr} [°C]	581	610	636	680
1,00	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	!
	θ_{cr} [°C]	581	578	609	678

NOTE : Le tableau indique également la température critique θ_{cr} , qui est la température à laquelle le taux de travail de la partie métallique (ferrure) en situation d'incendie est exactement égal à 1,00.

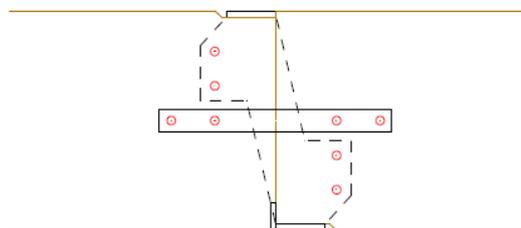
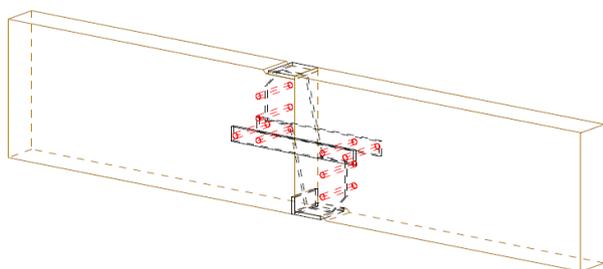
FERRURE METALLIQUE PROTEGEE

Au-delà des valeurs indiquées dans le tableau ci-dessus, la durée de résistance au feu peut être augmentée moyennant protection des plaques exposées, qui peut être réalisée au moyen de peintures intumescentes, de produits projetés ou de plaques de plâtre. Il convient de se référer aux dispositions détaillées au §2.2.

NOTE : Certains modes de rupture de la ferrure en situation d'incendie sont bridés par la section réduite des poteaux bois. Ces modes de rupture peuvent donc potentiellement brider la résistance en situation d'incendie de la ferrure protégée malgré cette protection. Dans ce cas de figure, il convient de protéger aussi bien la partie métallique (ferrure et boulons) de l'assemblage bois-métal que la pièce de bois sur toute sa périphérie extérieure au niveau de l'assemblage.

4.4. CANTILEVER

DESCRIPTION DE L'ASSEMBLAGE



CARACTERISTIQUES

On considère un assemblage de joint cantilever, composé d'une plaque en âme et de deux plaques latérales. La conception et la mise en œuvre de cette ferrure doivent être réalisées conformément aux préconisations du document : « *Les charpentes en bois lamellé – Recommandations professionnelles* » rédigé par le SNBL.

FONCTIONNEMENT MECANIQUE

L'assemblage métal-bois-métal comporte deux systèmes indépendants d'un point de vue des sollicitations :

- La plaque en âme reprend les charges descendantes (cisaillement) et sollicite les boulons en cisaillement double ;
- Les plaques latérales reprennent les efforts de traction (p.ex. poussée au vent) et sollicite les boulons en cisaillement double.

CADRE DE VALIDITE DE L'APPROCHE SIMPLIFIEE

COMPOSANTS DE L'ASSEMBLAGE

- POUTRE BOIS Lamellé-collé – Classe GL24H – largeur comprise entre 90 et 160 mm – hauteur mini. 405 mm
- PLAQUES D'ACIER Acier S235 – $t_p \geq 4$ mm
- BOULONS M16 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm
- ANCRAGES Goujons M12 – Classe 4.6 – avec un jeu de 1,0 mm
- TAILLE Entaille à 45° derrière la plaque de repos

SOLLICITATIONS

- Aucun cas de charge n'induit d'inversion d'effort ;
- Le cas de charge décisif pour l'effort vertical est de Court terme ($k_{mod} = 0,90$)
- Le cas de charge décisif pour l'effort horizontal est Instantané ($k_{mod} = 1,10$)
- La contrainte de compression axiale est reprise par contact bois-bois ; la hauteur utile de compression est prise égale aux 2/3 de la hauteur de la poutre

CONFIGURATION DE LA FERRURE METALLIQUE

- Les plaques latérales sont fixées au moyen d'une seule rangée horizontale de 2 à 4 boulons par poutre située à mi-hauteur de celle-ci ;
- La plaque en âme est fixée au moyen de 2 à 4 boulons (ou broches de même diamètre) par poutre, avec au maximum 2 boulons (ou broches) aligné(e)s verticalement ;
- L'utilisation de broches pour la plaque en âme nécessite d'ajouter un boulon supplémentaire pour assurer le contact de l'assemblage. La contribution de ce boulon à la résistance de l'assemblage n'a pas été prise en compte ;
- L'épaisseur de la ferrure en âme est comprise entre 4 et 10 mm (inclus) pour les poutres d'épaisseur 115 mm et entre 10 et 20 mm (inclus) pour les autres épaisseurs de poutre ;
- Les pinces sont les pinces minimales définies au §2.2 ;
- La longueur de la plaque de repos de la portée est de 8 fois l'épaisseur de la plaque en âme ;
- Le talon est de hauteur fixe à 70 mm ;
- Sauf indication contraire, toutes les plaques de la ferrure ont la même épaisseur.

CONFIGURATIONS ETUDIEES

On étudie les configurations suivantes :

- Pour le poteau :

Partie	Epaisseur [mm]		
Poutre (épaisseur totale)	115	140	160

NOTE : Selon NF EN 1995-1-2, §6.2.2, les dispositions relatives aux règles simplifiées et à la méthode de la charge réduite sont applicables aux assemblages dont l'épaisseur de la partie bois externe est au moins égale à 55 mm pour une tige de \varnothing 16 mm. Ceci implique une épaisseur minimale de poutre bois de 110 mm + t_p .

- Pour les ferrures :

Partie	Epaisseur [mm]			
Plaques latérales	4	6	8	10
Plaque en âme – poutres d'épaisseur 115 mm				
Plaque en âme – poutres d'épaisseur 140 et 160 mm	10	12	15	20

HYPOTHESES GENERALES

L'ouvrage est situé :

- dans un environnement correspondant à celui de la Classe de service 2 (NF EN 1995-1-1) ;
- à une altitude inférieure à 1 000 m (NF EN 1990 et NF NE 1991-1-3).

HYPOTHESES RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT EN SITUATION D'INCENDIE

Pour le dimensionnement des boulons :

- l'effet de corde n'est pas pris en compte pour la vérification de résistance au cisaillement dans la partie bois ;
- on considère que l'échauffement des boulons est le même que celui obtenu pour la plaque de repos de la portée.

Pour le calcul des facteurs de massivité, on retient les hypothèses suivantes :

- plaques de repos : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée ; on considère en outre que cette plaque fait office de déflecteur dans une certaine mesure et qu'il n'y a pas de diminution significative de la section de la portée au voisinage de cette plaque
- plaque en âme, talon et plaques latérales : la surface en contact avec le bois est considérée comme protégée, toutes les autres surfaces sont exposées au feu.

ASSEMBLAGE BOIS-METAL NON PROTEGE – PLAQUE EN AME

Les tableaux ci-dessous indiquent pour chacune des épaisseurs de poutre lamellé-collé et de plaques métalliques en âme étudiées les durées de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,bois}$ en situation normale bridé par la partie bois de l'assemblage bois-métal au niveau de la plaque en âme indépendamment du taux de travail de la partie bois au niveau des plaques latérales (page suivante) ou de la partie métallique (ferrure) qui est traitée plus loin, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

PLAQUE EN AME AVEC BOULONS

$\eta_{0,bois}$	Epaisseur de la plaque métallique en âme [mm]							
	Poutre d'épaisseur 115 mm				Poutre d'épaisseur 140 et 160 mm			
	4	6	8	10	10	12	15	20
0,10	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30
0,20	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R15
0,30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R15	R15
0,40	R30	R30	R30	R30	R30	R15	R15	R15
0,50	R30	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15
0,60	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15	R15
0,70	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15	R15
0,80	R30	R30	R30	R15	R15	R15	!	!
0,90	R30	R30	R15	R15	R15	R15	!	!
1,00	R30	R30	R15	R15	R15	R15	!	!

PLAQUE EN AME AVEC BROCHES

$\eta_{0,bois}$	Epaisseur de la plaque métallique en âme [mm]							
	Poutre d'épaisseur 115 mm				Poutre d'épaisseur 140 et 160 mm			
	4	6	8	10	10	12	15	20
0,10	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30
0,20	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30
0,30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R15	R15
0,40	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R15	R15
0,50	R30	R30	R30	R30	R30	R15	R15	R15
0,60	R30	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15
0,70	R30	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15
0,80	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15	R15
0,90	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15	!
1,00	R30	R30	R30	R15	R15	R15	R15	!

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale selon NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale et en situation d'incendie selon NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale vérifie les modes de rupture suivants :

- Compression perpendiculaire sur plaque de repos
- Compression axiale du talon
- Boulonnage bois/métal (boulon le plus chargé)
- Effort tranchant et section entaillée
- Rupture de bloc

ASSEMBLAGE BOIS-METAL NON PROTEGE – PLAQUES LATERALES

Le tableau ci-dessous indiquent pour chacune des épaisseurs de poutre lamellé-collé étudiées les durées de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,bois}$ en situation normale bridé par la partie bois de l'assemblage bois-métal au niveau des plaques latérales, indépendamment du taux de travail de la partie bois au niveau de la plaque en âme (page précédente) ou de la partie métallique (ferrure) qui est traitée plus loin, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

PLAQUES LATERALES AVEC BOULONS

$\eta_{0,bois}$	Epaisseur de poutre [mm]		
	115	140	160
0,10	R30	R30	R30
0,20	R30	R30	R30
0,30	R30	R30	R30
0,40	R30	R30	R30
0,50	R30	R30	R30
0,60	R15	R15	R15
0,70	R15	R15	R15
0,80	R15	R15	R15
0,90	R15	R15	R15
1,00	R15	R15	R15

La vérification de l'assemblage bois-métal en situation normale selon NF EN 1995-1-1 et son Annexe Nationale et en situation d'incendie selon NF EN 1995-1-2 et son Annexe Nationale vérifie les modes de rupture suivants :

- Compression axiale du talon
- Boulonnage bois/métal (broche la plus chargée)
- Rupture de bloc

PLAQUE EN AME ET PLAQUES LATERALES

NOTE : Il convient de vérifier également le taux de travail de la partie métallique (ferrure) de l'assemblage. Ce dernier peut en effet être supérieur à 1,00 même si la partie bois est vérifiée (ceci est en particulier vrai lorsque les plaques de la ferrure ont une épaisseur de 4mm).

NOTE : Selon NF EN 1995-1-2, §6.2.2, les dispositions relatives aux règles simplifiées et à la méthode de la charge réduite sont applicables aux assemblages dont l'épaisseur de la partie bois externe est au moins égale à 55 mm pour une tige de diamètre 16 mm. Bien que cette disposition ne soit pas strictement vérifiée pour une poutre d'épaisseur 115 mm avec plaque en âme d'épaisseur 6 à 10 mm, il est considéré ici que ces dispositions restent valables au regard du faible écart observé (52,5mm au lieu de 55 mm dans le cas le plus défavorable d'une plaque de 10 mm).

ASSEMBLAGE METAL-BOIS PROTEGE

Au-delà des valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus, la durée de résistance au feu peut être augmentée moyennant protection des têtes de boulons ou de la plaque en âme, qui peut être réalisée par ajout d'éléments de protection à base de bois ou en plaque de plâtre (et non par l'augmentation de la largeur de poutre). Il convient de se référer aux dispositions détaillées au §2.2.

NOTE : Dans le cas d'assemblages protégés, en fonction des efforts appliqués, la résistance de l'assemblage en situation d'incendie peut être bridée par un mode de rupture dans le bois (compression, cisaillement, rupture de bloc) qu'il y aura lieu de vérifier par ailleurs.

FERRURE METALLIQUE NON PROTEGEE – PLAQUE EN AME

Le tableau ci-dessous indique pour chacune des épaisseurs de poutre lamellé-collé et de plaques métalliques en âme étudiées les durées $t_{d,fi}$ de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,métal}$ en situation normale bridé par la partie métallique de l'assemblage bois-métal au niveau de la plaque en âme indépendamment du taux de travail de la partie métallique au niveau des plaques latérales (page suivante) ou de la bois qui est traitée précédemment l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

PLAQUE EN AME

$\eta_{0,métal}$		Epaisseur de la plaque métallique en âme [mm]							
		Poutre d'épaisseur 115 mm				Poutre d'épaisseur 140 et 160 mm			
		4	6	8	10	10	12	15	20
0,10	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	943	943	943	933	943	943	943	898
0,20	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	851	868	879	886	873	875	883	861
0,30	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15	R15	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	822	823	814	814	798	783	775	745
0,40	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15	R15	R15	R15	R30
	θ_{cr} [°C]	808	785	792	781	767	753	741	729
0,50	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15	R15	R15	R15	R30
	θ_{cr} [°C]	745	762	755	750	738	735	731	710
0,60	$t_{d,fi}$ [min]	!	R15	R15	R15	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	733	731	727	725	706	694	679	639
0,70	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	R15	R15	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	728	720	710	698	685	665	637	583
0,80	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	722	696	699	685	670	648	616	560
0,90	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	707	677	689	670	653	631	598	540
1,00	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	!	R15	!	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	680	661	677	659	638	612	578	521

NOTE : Le tableau indique également la température critique θ_{cr} , qui est la température à laquelle le taux de travail de la partie métallique (ferrure) en situation d'incendie est exactement égal à 1,00.

FERRURE METALLIQUE NON PROTEGEE – PLAQUES LATERALES

Le tableau ci-dessous indique pour chacune des épaisseurs de plaque métallique latérale étudiées les durées $t_{d,fi}$ de résistance au feu atteignables en fonction du taux de travail $\eta_{0,métal}$ en situation normale bridé par la partie métallique de l'assemblage bois-métal au niveau des plaques latérales, indépendamment du taux de travail de la partie métallique au niveau de la plaque en âme (page précédente) et de la partie bois qui est traitée précédemment, l'assemblage étant non protégé en situation d'incendie.

PLAQUES LATERALES

$\eta_{0,métal}$		Epaisseur des plaques latérales [mm]			
		4	6	8	10
0,10	$t_{d,fi}$ [min]	R60	R60	R60	R60
	θ_{cr} [°C]	944	944	944	944
0,20	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	926	932	926	929
0,30	$t_{d,fi}$ [min]	R30	R30	R30	R30
	θ_{cr} [°C]	859	857	859	857
0,40	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	800	804	803	806
0,50	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	778	778	780	780
0,60	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	756	757	756	757
0,70	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	733	734	734	735
0,80	$t_{d,fi}$ [min]	R15	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	711	712	712	712
0,90	$t_{d,fi}$ [min]	!	R15	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	694	695	694	695
1,00	$t_{d,fi}$ [min]	!	!	R15	R15
	θ_{cr} [°C]	684	683	683	683

NOTE : Le tableau indique également la température critique θ_{cr} , qui est la température à laquelle le taux de travail de la partie métallique (ferrure) en situation d'incendie est exactement égal à 1,00.

FERRURE METALLIQUE PROTEGEE

Au-delà des valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus, la durée de résistance au feu peut être augmentée moyennant protection des plaques exposées, qui peut être réalisée au moyen de peintures intumescentes, de produits projetés ou de plaques de plâtre. Il convient de se référer aux dispositions détaillées au §2.2.

NOTE : Certains modes de rupture de la ferrure en situation d'incendie sont bridés par la section réduite des poutres en bois. Ces modes de rupture peuvent donc potentiellement brider la résistance en situation d'incendie de la ferrure protégée malgré cette protection. Dans ce cas de figure, il convient de protéger aussi bien la partie métallique (ferrure et boulons) de l'assemblage bois-métal que la pièce de bois sur toute sa périphérie extérieure au niveau de l'assemblage.

DIMENSIONNEMENT AU FEU DES ASSEMBLAGES PAR FERRURES METALLIQUES CONFORMEMENT AUX EUROCODES

Ce guide s'adresse aux professionnels de la filière bois, qui, dans le cadre de chantiers de structures bois, se trouvent confrontés à des problématiques de dimensionnement des assemblages bois-métal par ferrures métalliques, qui relèvent de plusieurs parties différentes des Eurocodes 0, 1, 3 et 5.

Le lecteur pourra trouver dans ces pages en un seul et même document des méthodes de justification détaillées et homogénéisées des assemblages bois-métal par ferrures métalliques aussi bien en situation normale qu'en situation d'incendie.

Après un rappel des principales exigences réglementaires et des principes généraux qui encadrent le dimensionnement de ce type d'assemblage, le lecteur trouvera le déroulé des vérifications à mener, mettant à chaque instant en regard les méthodes en situation normales et leur adaptation à la situation d'incendie. Une application numérique illustre la mise en application de ces méthodes à un cas pratique. Enfin, le lecteur trouvera des tableaux de dimensionnement rapide de certains assemblages usuels selon une approche simplifiée et sécuritaire.

Notons que ces points de repère n'ont qu'une valeur d'exemple et n'exonèrent pas le professionnel de sa responsabilité de l'exercice de ses devoirs professionnels.

AUTEURS :



31 allée de l'Economie
67437 Wiwersheim
Tel +33 (0) 821 20 20 04
Fax +33 (0) 355 03 56 20
contact.FR@c4ci.eu
www.c4ci.fr



FINANCEMENT :

