

## **Documents scientifiques et techniques**

# **Guide pour la conception des Ouvrages d'Art en Bois**

Février 2013



**AVANT-PROPOS**

Le bois est un excellent matériau de structure. Sa performance tient en partie au rapport très élevé de sa résistance à sa densité. C'est aussi un matériau de construction renouvelable, c'est à dire potentiellement disponible à l'infini, notamment en Europe grâce à une gestion équilibrée des ressources. Il est le matériau par excellence capable de stocker du carbone en quantité, et sa matière peut être valorisée de plusieurs manières en fin de vie. L'histoire montre enfin que les constructions en bois peuvent franchir les siècles sans atténuation des propriétés.

En matière de calcul, la norme EN 1995 est une avancée essentielle qui permet d'appréhender le dimensionnement en prenant en compte les particularités de comportement du matériau, comme l'anisotropie, et ce dans le cadre général cohérent des Euronormes. Concernant les structures de franchissement, deux publications existantes font déjà référence en France : le guide du Sétra qui traite de la question de la durabilité, et celui de l'Ifsttar qui porte sur l'inspection des ouvrages.

Le présent guide vient compléter ces documents sur le thème de la conception des ouvrages d'art en mettant l'accent sur les possibilités qu'offrent le matériau en termes d'ingénierie et d'architecture. Il a pour ambition de tenter de tisser un lien entre typologies, dimensionnement, ingénierie du matériau et détails de conception. On y trouvera la description des caractéristiques du matériau et leur prise en compte dans l'Eurocode 5, celle des assemblages, ainsi qu'un rappel sur la durabilité. Dans le chapitre 5 est abordée la conception des ouvrages d'art. Ce chapitre central propose une réflexion sur les choix de conception au travers de la description d'ouvrages existants classés par typologies. Pour chacune d'elles le guide présente plus en détails un pont route et une passerelle. Des détails constructifs viennent enrichir ces présentations. Enfin, la dernière partie, consacrée aux recherches en cours ou récentes, présente les améliorations à venir sur les plans théorique ou de l'innovation.

Les auteurs espèrent que ce guide, qui s'adresse à un public large, donnera aux lecteurs un regard nouveau sur les ouvrages d'art en bois, mais aussi qu'il suscitera l'envie d'en concevoir bien d'autres.

Robert Le Roy, animateur

### Liste des auteurs :

Nicolas Didier (EGIS JMI), Robert Le Roy (ENSAPM-Laboratoire NAVIER/IFSTTAR), Jean-Marc Tanis (EGIS JMI)

### Liste des membres du comité de relecture :

Paul Allègre (LR Nancy), Vincent Barbier ( DDT 25), Jacques Berthelley (Sétra), Jean François Bocquet (ENSTIB), Dominique Calvi (BET Calvi) , Pierre Corfdir (DIRE est), Guillaume Cruzille (Entreprise Fargeot), Patrick Guiraud (AFGC), Jocelyne Jacob (AFGC), Thierry Kretz (SETRA), Serge Le Nevé (FCBA), Dominique Millereux (FIBC), Boumediene Nedjar (ENPC), Patrick Racher (Aubrilaam).

### Remerciements :

Les auteurs remercient les membres du groupe de relecture pour leur aide précieuse ainsi que toutes les personnes qui ont fourni les documents techniques et supports photographiques indispensables à la réalisation de ce guide.

## SOMMAIRE

<b>AVANT-PROPOS</b>	<b>3</b>
<b>1. INTRODUCTION</b>	<b>7</b>
1.1 Un matériau universel	
1.2 Atouts et particularités du bois pour la construction	
1.3 Aperçu historique des ouvrages d'art en bois	
<b>2. LE MATERIAU BOIS</b>	<b>25</b>
2.1 Anatomie du bois	
2.2 Composition chimique et propriétés physiques	
2.3 Caractéristiques mécaniques	
2.4 Matériaux dérivés	
2.5 Classification des bois de structure	
<b>3. DIMENSIONNEMENT D'ELEMENTS EN BOIS</b>	<b>49</b>
3.1 Bases de calcul à l'Eurocode 5	
3.2 Eléments tendus	
3.3 Eléments comprimés	
3.4 Eléments fléchis	
3.5 Eléments cisailés	
3.6 Eléments soumis à une interaction flexion/effort normal	
3.7 Comportement différé et fatigue	
3.8 Comportement dynamique	
<b>4. ASSEMBLAGES</b>	<b>77</b>
4.1 Conception générale des assemblages	
4.2 Transmission d'efforts de compression	
4.3 Transmission d'efforts de traction	
4.4 Transmission d'efforts de cisaillement	
4.5 Transmission d'efforts multiples	
<b>5. CONCEPTION ET TYPOLOGIES STRUCTURELLES</b>	<b>101</b>
5.1 Démarche de conception	
5.2 Ponts à poutres simples	
5.3 Ponts à poutres treillis	
5.4 Ponts à poutres sous-tendues	
5.5 Ponts à fermes et bow-string	

5.6 Ponts à béquilles	
5.7 Ponts en arc	
5.8 Ponts haubanés et suspendus	
5.9 Etude du tablier	
<b>6. DURABILITE</b>	<b>219</b>
6.1 Dégradation du bois	
6.2 Pathologies des ouvrages en bois	
6.3 Dispositions constructives	
6.4 Traitements de préservation	
6.5 Maintenance et réparation des ouvrages	
<b>7. RECHERCHE ET DEVELOPPEMENTS</b>	<b>237</b>
7.1 Les systèmes de connexion dans les tabliers mixtes	
7.2 Raideur structurelle en fonction de la rigidité des connecteurs	
7.3 Problèmes associés à la mixité du tablier bois	
7.4 Renforcement du matériau bois	
7.5 Transfert d'eau dans le bois	
7.6 L'analyse du cycle de vie des ponts en bois	
7.7 Conclusions	
<b>8. MONOGRAPHIE SOMMAIRE</b>	<b>277</b>



Photo RLR

## 1 INTRODUCTION

### 1.1 Un matériau universel

#### 1.1.1 La symbolique de l'Arbre

Le lien qui unit l'homme à l'arbre s'exprime partout dès l'origine des peuples, des cultures et des religions. Par exemple, le fait de « toucher du bois » pour conjurer le mauvais sort est vieux de quelques millénaires : selon les peuples, cela permettait de se mettre sous la protection du génie du feu, ou bien de recueillir une partie de l'énergie terrestre que puise l'arbre par ses racines et qu'il diffuse par ses veines. L'arbre a conservé jusqu'aujourd'hui un caractère allégorique : il est notamment symbole de liberté et de renouveau (tels les arbres plantés pendant la Révolution), ou de vie et de foyer (tel le sapin de Noël). Par ailleurs, il garde un fort pouvoir évocateur en ce qu'il peut représenter une région selon son essence : le cocotier pour les îles tropicales, le palmier pour les pays chauds, l'olivier pour la Méditerranée, le platane pour Paris... A chaque lieu son arbre.

#### 1.1.2 Le bois dans tous ses états

Partout, le bois a servi et sert à faire des outils, des jouets, des instruments de musique, des meubles, des tonneaux, des bateaux, des maisons, des ponts, etc. (Figure 1-1 à Figure 1-10). Facile à travailler, le bois s'associe souvent très bien à d'autres matériaux, tant pour de petits objets que pour de grandes constructions. D'une polyvalence étonnante, le bois est choisi non seulement pour ses propriétés physiques (mécanique, thermique, acoustique...) mais aussi sensibles : on aime le voir, le toucher, le sentir.

*Figure 1-1: Charpente à chevrons formant ferme de l'Abbaye de Noirlac. Photo : RLR*

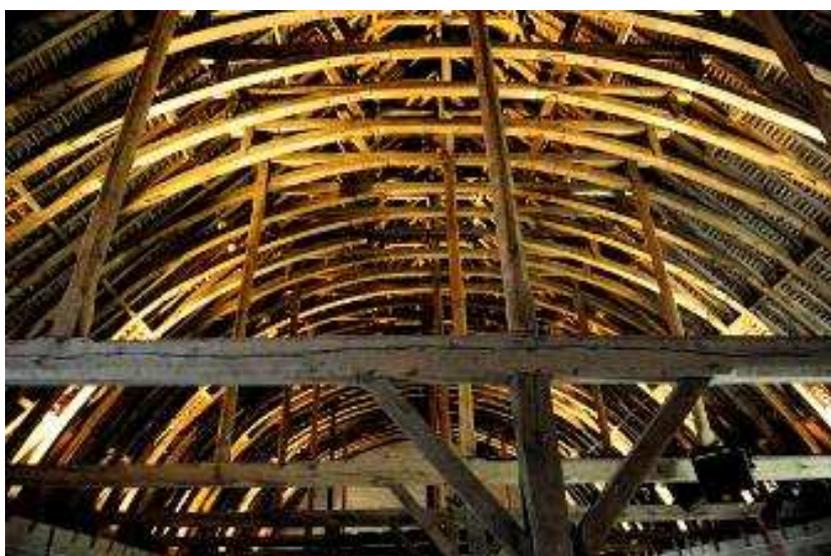


Figure 1-2: Chaise Paimio Alvar Alto  
1930 ©DR



Figure 1-4 : Temple suspendu, province  
Shanxi, Chine. Photo : RLR

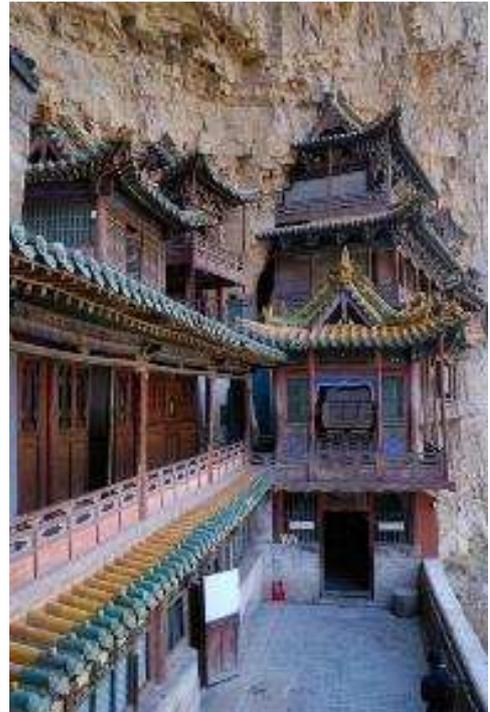
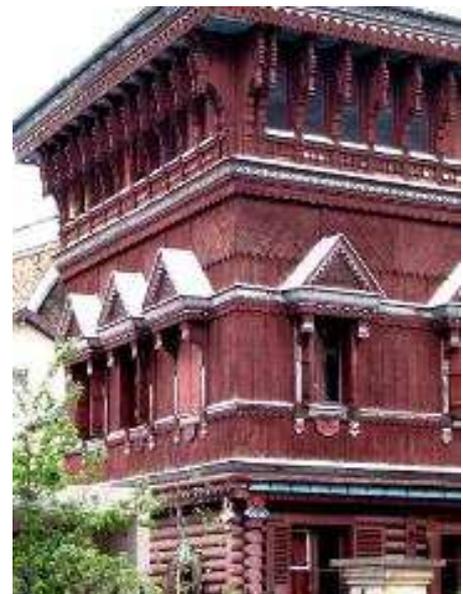


Figure 1-3 : Mobilier Gaudi banc et  
chaise Casa Calvet 1902 ©DR



Figure 1-5 : Pavillon russe de  
l'exposition universelle de 1900  
(remonté à Nogent sur Marne). Photo :  
RLR



*Figure 1-6 : Avion S.E.5 de 1917. Longeron en épicéa et frêne, contreplaqué, toile et corde à piano. Photo : RLR*



*Figure 1-7 : Reconstitution d'un navire égyptien (Cheryl Ward, Florida State University, reproduit avec l'autorisation de la fondation du patrimoine maritime et fluvial)*



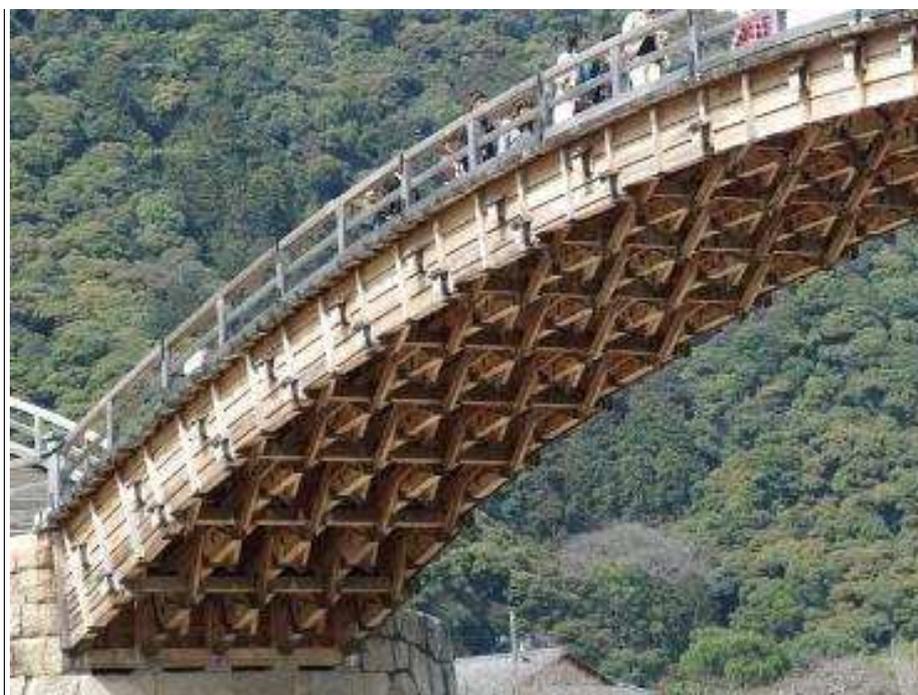
*Figure 1-8 : Eglise de Kiji (Russie, XVIIIème) inscrite au patrimoine mondial de l'Unesco. Photo : Matthias Kabel*



*Figure 1-9 : centre Beaubourg Metz. Photo : RLR*



Figure 1-10 : Arche du pont de Kintai (Japon). Photo : Pastaitaken



### 1.1.3 Idées reçues

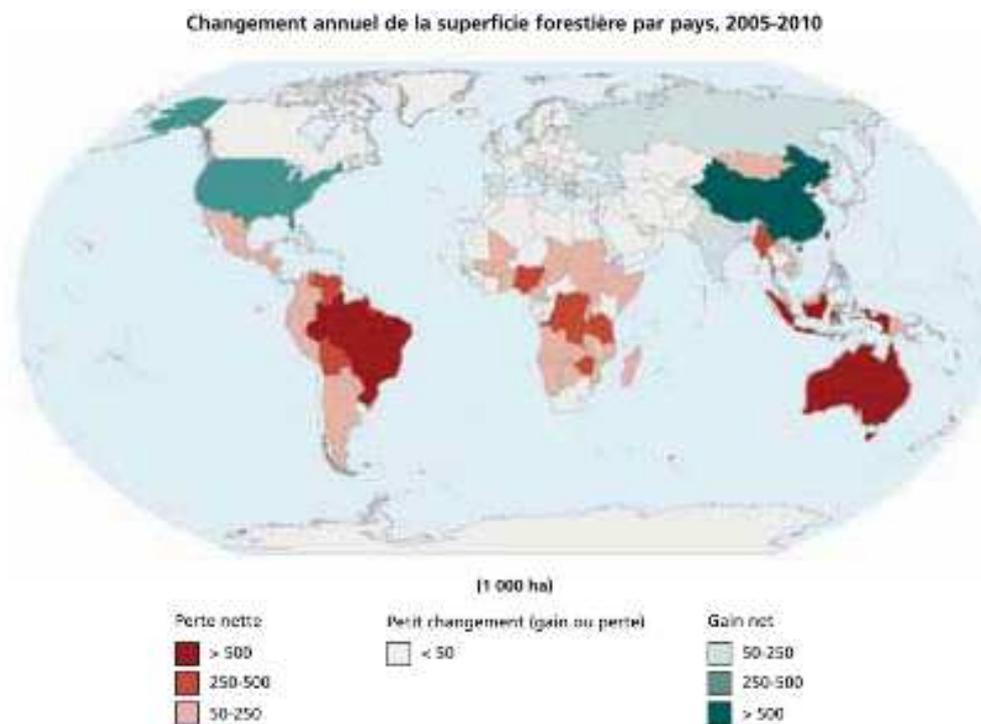
Quelques idées reçues méritent d'être éclaircies.

« Utiliser du bois tue la forêt »

L'exploitation des forêts secondaires, réalisée dans le cadre d'une gestion durable, est bénéfique à l'environnement. La gestion durable des forêts et des surfaces boisées consiste à maintenir, selon la déclaration de la FAO (Food and agriculture organization), "leur diversité biologique, leur productivité, leur capacité de régénération [...]" , Les systèmes de certification tels que FSC (Forest Stewardship Council), PEFC (Program for the Endorsement of Forest Certification schemes), etc., permettent un contrôle du respect de ces principes. En Europe (données incluant la Russie), les surfaces des forêts sont, d'après le rapport 2010 de la FAO, en croissance, à un rythme de 700 000 ha par an sur la période 2000-2010 (Figure 1-11). L'utilisation du bois européen pour la construction ne pose donc pas de problème de baisse de la ressource et est bénéfique sur le plan socio économique et environnemental.

Cependant, dans d'autres régions du monde, notamment pour les forêts tropicales, qui représentent 36% de la surface forestière mondiale, un recul des surfaces est observé, avec une perte de 4 millions d'hectares par an pour l'Amérique du sud sur la période 2000-2010, et de 3,4 millions d'hectares par an pour l'Afrique sur la même période (Figure 1-11). La surface mondiale des forêts est évaluée (FAO 2010, Pan et al. 2011) à 4050 millions d'hectares en 2007.

Figure 1-11 : évolution de la surface boisée mondiale entre 2005 et 2010. Extrait du rapport de la FAO "évaluation des ressources forestières mondiales 2010"



« Il n'existe pas de traitement satisfaisant du bois »

Bien que la première hypothèse à étudier dans la conception d'un ouvrage soit la possibilité d'usage de bois naturellement durable, il est parfois difficile de se passer de bois à durabilité conférée, c'est à dire de bois traité. La législation s'est durcie sur l'usage des produits de traitement, et plusieurs d'entre eux sont maintenant interdits (CCA par exemple), ou d'utilisation fortement restrictive (créosote, <http://www.ineris.fr>). La toxicité des traitements a donc fortement diminué. Un important effort de recherche s'est engagé depuis une vingtaine d'années sur ce sujet, et sont ainsi apparues des techniques diversifiées appelées à encore s'améliorer dans l'avenir : bois modifié thermiquement, traitement à base d'anhydrites mixtes, furfurylation, oléothermie, traitement à base d'ester butylique de colza (ASAM), séchage sous atmosphère CO<sub>2</sub>, etc. Ces techniques de traitement ont différents modes d'action. Elles s'appuient sur des principes généraux qui sont la modification des parois cellulaires par la haute température, le greffage sur des groupements hydroxyle améliorant l'hydrophobie ou la non reconnaissance par les enzymes, ou enfin l'imprégnation de produits durcissant dans les vides du bois. Le développement de ces nouvelles techniques est extrêmement intéressant car, en plus de leur efficacité, plusieurs d'entre elles présentent de manière évidente une innocuité. La question actuellement à surmonter pour certains traitements est d'allier performances mécaniques et résistance à l'humidité.

« Le bois est dangereux en cas d'incendie »

Le bois de structure offre en réalité une bonne tenue au feu. Sa conductivité thermique est 10 fois plus faible que celle du béton et 250 fois plus faible que celle de l'acier. La couche carbonisée constitue une protection. Néanmoins, les points singuliers tels que la connexion entre les éléments structurels sont à concevoir avec soin en vue d'éviter des ruptures prématurées en cas d'incendie. Il existe en Europe des immeubles récents de plusieurs étages en bois satisfaisant aux prescriptions incendie. Des immeubles en bois de 8 étages ont été construits en 2007 à Växjö en Suède. En Suisse, l'immeuble Holzhausen, construit en 2006 à Steinhausen, possède 6 étages.

« On utilise surtout des bois exotiques »

Selon le ministère de l'agriculture (<http://www.agreste.agriculture.gouv.fr>) le volume de bois scié en France en 2010 est de 8,23 millions de m<sup>3</sup> pour les essences tempérées, dont 6,894 millions de m<sup>3</sup> de conifères et de 0,085 millions de m<sup>3</sup> pour les bois tropicaux. La part des bois exotiques sciés demeure très faible en France. Certains bois exotiques sont cependant menacés de disparition ou sont vulnérables à cause de leur surexploitation tandis que d'autres sont abondants. La convention CITES (Convention sur le commerce International des espèces de faunes et de flores menacées d'extinction, <http://www.cites.org/fra>) édite un guide des bois tropicaux en signalant s'ils sont vulnérables du fait de leur sur-exploitation ou pour d'autres causes (maladies, etc.). Ainsi il apparaît que le teck, l'azobé, l'iroko, le kapur, l'acajou, le doussié sont vulnérables à des degrés divers. Le guide des essences du bois du FCBA (institut technologique français chargé de la Forêt, de la Cellulose, du Bois-construction et de l'Ameublement) donne des informations similaires.

Signalons que l'usage des bois exotiques très durables peut souvent être évité en construction, tout d'abord par une conception adaptée abritant les bois de structure et par le choix d'une essence européenne durable. Par exemple le robinier (ou faux accacia) est référencé en classe d'emploi 4 et se prête donc parfaitement à une utilisation de protection ou a des petits éléments structurels exposés. Sa disponibilité reste cependant limitée.

« Le bois nécessite un entretien permanent »

Les lasures sont des produits qui ont un rôle esthétique dont la fréquence d'application est voisine de 5 ans. Les peintures réalisées en usine sont quant à elle plus pérennes. L'application de peinture ou lasures n'est toutefois pas indispensable sous réserve d'accepter le grisaillement naturel du bois. De nombreux exemples nous montrent que des constructions anciennes et en bon état ne reçoivent pas d'entretien fréquent du fait de leur bonne conception et du choix judicieux des essences bois (bardage laissé brut constitué d'un bois naturellement durable en classe de service 3 ou supérieure).

## 1.2 Atouts et particularités du bois pour la construction

### 1.2.1 Performances du matériau bois

Le bois est un **matériau résistant et léger**. La résistance (en traction ou en compression) des résineux rapportée à leur densité est particulièrement intéressante. Cette propriété est donnée, dans le cas d'une poutre en flexion, par le rapport de la racine carrée de la résistance à la densité du matériau,  $\frac{\sqrt{\sigma}}{\rho}$ , lequel vaut environ 10 pour le bois et 2,5 pour l'acier ordinaire. Cette performance abaisse le coût du transport et étend l'aire de commercialisation (d'où un vaste choix de produits et d'essences). C'est aussi un **matériau résistant aux agressions chimiques**. Contrairement aux métaux, le bois est en équilibre chimique avec son environnement. Il supporte bien les agressions chimiques des acides doux et remplace avantageusement les autres matériaux de construction dans certaines situations, comme en présence de sels (hangar de stockage du sel de déverglaçage, etc.).

Le comportement mécanique du bois est développé dans le chapitre 2.

### 1.2.2 Atouts écologiques

Le bois est un **matériau renouvelable**. Sa disponibilité est donc infinie pour peu que les forêts soient gérées avec un souci de maintien des ressources, ce qui est le cas en Europe.

Les arbres **stockent le carbone atmosphérique** au cours de leur croissance grâce à la photosynthèse. Le carbone atomique prélevé dans le  $CO_2$  atmosphérique constitue environ 47% de la masse de bois anhydre, ce qui représente l'équivalent de 700 kg de  $CO_2$  par mètre cube d'un bois résineux. Dans le même temps, de l'oxygène est produit et restitué à l'atmosphère. L'emploi du bois dans la construction constitue donc un stock de carbone. A titre d'exemple, la FDES (Fiche de Déclaration Environnementale et Sanitaire) d'une poutre en bois lamellé collé donne en phase de production le chiffre de -525 kg de dioxyde de carbone piégé par mètre cube de poutre. Par ailleurs, les arbres prélevés en forêt pour la structure sont remplacés par d'autres sujets qui vont à leur tour stocker le  $CO_2$ . Les études [Campagna 96] montrent qu'il existe des méthodes d'exploitation qui permettent d'optimiser ce rôle positif de la forêt vis-à-vis du  $CO_2$ , en tenant compte des variations de captage de carbone au cours de la vie des arbres. Selon Campagna, les écosystèmes forestiers séquestrent beaucoup plus de carbone par unité de surface que la plupart des autres écosystèmes terrestres. Cette étude est confirmée par la publication de travaux sur l'évaluation du stock de carbone mondial lié aux forêts et sols forestiers [Pan et al. (2011)].

En fin de vie, une structure en bois peut être valorisée de différentes manières : enfouissement pour captage prolongé du carbone, utilisation dans une filière énergétique, ou recyclage en co-produits (panneaux, etc.). Selon le choix de la fin de

vie, le bilan sera favorable à l'indicateur énergétique ou à celui du réchauffement climatique. Cette question est développée dans le dernier chapitre à partir de l'étude de Bouhaya [Bouhaya *et al.* 2009].

### 1.2.3 Biodiversité et forêt

L'augmentation de l'usage de la biomasse forestière est confrontée au problème de maintien de la biodiversité. Cette question est bien présente chez les acteurs de l'exploitation forestière et fait l'objet d'études et de recherches. L'étude collective publiée par le Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement Durable et de la Mer (MEEDDM) [Landmann *et al.* (2009)] explore les pistes pour maintenir la biodiversité dans les forêts françaises (métropole et outre-mer). Dans ce rapport sont traités les thèmes sur la disponibilité de la biomasse des forêts françaises, les modes d'exploitation, les impacts sur les sols, l'eau de surface, la faune et la flore d'une exploitation accrue des taillis et futaies, etc. Des recommandations y sont faites sur l'entretien et la récolte du bois : préservation des milieux humides, réduction des risques de pollution au moment de l'exploitation, conservation du bois mort et respect de celui-ci, maintien de vieux sujets non démembrés, limitation des distances parcourues sur parcelle, diagnostic sur la fertilité du sol, etc. Des pistes de recherche y sont également formulées.

L'Observatoire National de la Biodiversité (ONB) a ouvert en 2012 un site (<http://indicateurs-biodiversite.naturefrance.fr/>) où sont présentés les indicateurs de biodiversité. Pour ce qui concerne l'implication des forêts, l'indicateur est le volume de bois mort et de très gros bois. C'est en effet sur ce type de support que de nombreuses espèces animales, végétales et fongiques se développent. Pour la période 2009-2010, ce volume est évalué à 676 millions de mètres cubes et constitue une première valeur de référence. Des solutions existent donc pour concilier exploitation des forêts et biodiversité.

La communauté scientifique (INRA, CEMAGREF, FCBA, Agro ParisTech, ENGREF, Universités, etc.) effectue depuis longtemps des recherches sur la question de la biodiversité. Le relai est maintenant pris par le monde politique au moment où certains indicateurs de l'ONB sont déjà renseignés. On peut donc espérer que les conditions se réunissent pour lutter plus efficacement contre la réduction de la biodiversité et il est indéniable que la forêt a un rôle important à jouer dans cette lutte.

### 1.2.4 Atouts techniques

Le bois est avant tout un **matériau facile à travailler et à assembler**. Son travail peut être réalisé de manière artisanale ou industrielle et se prête bien à la préfabrication (Tableau 1-1). Il existe ainsi de nombreuses méthodes d'assemblage : pointes, colles, chevilles, vis, boulons, plaques ou broches. Grâce aux possibilités de préfabrication industrialisée, la construction en bois permet une **réduction des délais d'exécution sur chantier**.

Le faible poids des structures en bois permet la construction de bâtiments sur des terrains de faible portance, et conduit à la réalisation de fondations plus économiques. Pour les mêmes raisons, la surélévation des bâtiments existants par une structure en bois est facilitée.

Le bois présente aussi l'avantage d'avoir une **combustion lente**. S'il est combustible et facilement inflammable, il est aussi plus résistant à la chaleur que d'autres matériaux de construction, car sa dilatation et sa conductibilité thermiques sont très faibles. En cas d'incendie, la chaleur n'est transmise que lentement aux autres parties de l'ouvrage ; la couche carbonisée protège les couches internes et ralentit l'avance du feu. Les éléments porteurs se déforment peu et restent stables même si l'incendie dure longtemps.

*Tableau 1-1 : Comparatif du bois et de l'acier*

	<b>Bois</b>	<b>Acier</b>
<b>Analogies</b>	bois ronds bois équarris produits reconstitués collés boulonnage, collage	sections tubulaires sections rectangulaires profilés reconstitués soudés boulonnage, soudure
<b>Différences</b>	cultivé hétérogène anisotrope sensible à l'humidité	fabriqué homogène isotrope sensible à la température

### 1.2.5 Deux particularités du bois

Deux particularités du bois sont au moins à signaler au concepteur.

La première concerne l'anisotropie du bois. Si les performances sont jugées satisfaisantes dans le sens longitudinal des fibres, les résistances dans le sens transversal sont faibles, et notamment celle en traction perpendiculaire aux fibres ( $\approx 1$  MPa). Ceci nécessite de la part de l'ingénieur de structure une attention toute particulière dans la conception d'un ouvrage, afin d'éviter la création de telles contraintes. Dans le cas des ouvrages d'art, la conception doit aussi s'adapter à la modeste résistance au cisaillement (quelques MPa). La partie 2.3 est consacrée à ce sujet.

La seconde particularité concerne la sensibilité du bois à l'humidité, tant sur le plan des changements dimensionnels que mécanique. Dans le domaine courant d'usage du bois, c'est à dire pour une teneur en eau inférieure à 20%, les déformations transversales évoluent de l'ordre de  $2 \text{ à } 3 \cdot 10^{-3}$  (0,2 à 0,3 %) par pourcent de teneur en eau. La conception doit en tenir compte afin de minimiser les contraintes de retrait empêché susceptibles de provoquer des fissures. De plus, la résistance du bois est affectée par la teneur en eau, ainsi que sa raideur à court terme (Module d'Young) et à long terme (fluage). Il s'ensuit que les éléments de structure gagnent à être protégés de l'humidité par des dispositions constructives adaptées (bardages, couvertines, dalles, etc. ), afin de pouvoir les solliciter dans leur domaine de performance satisfaisante.

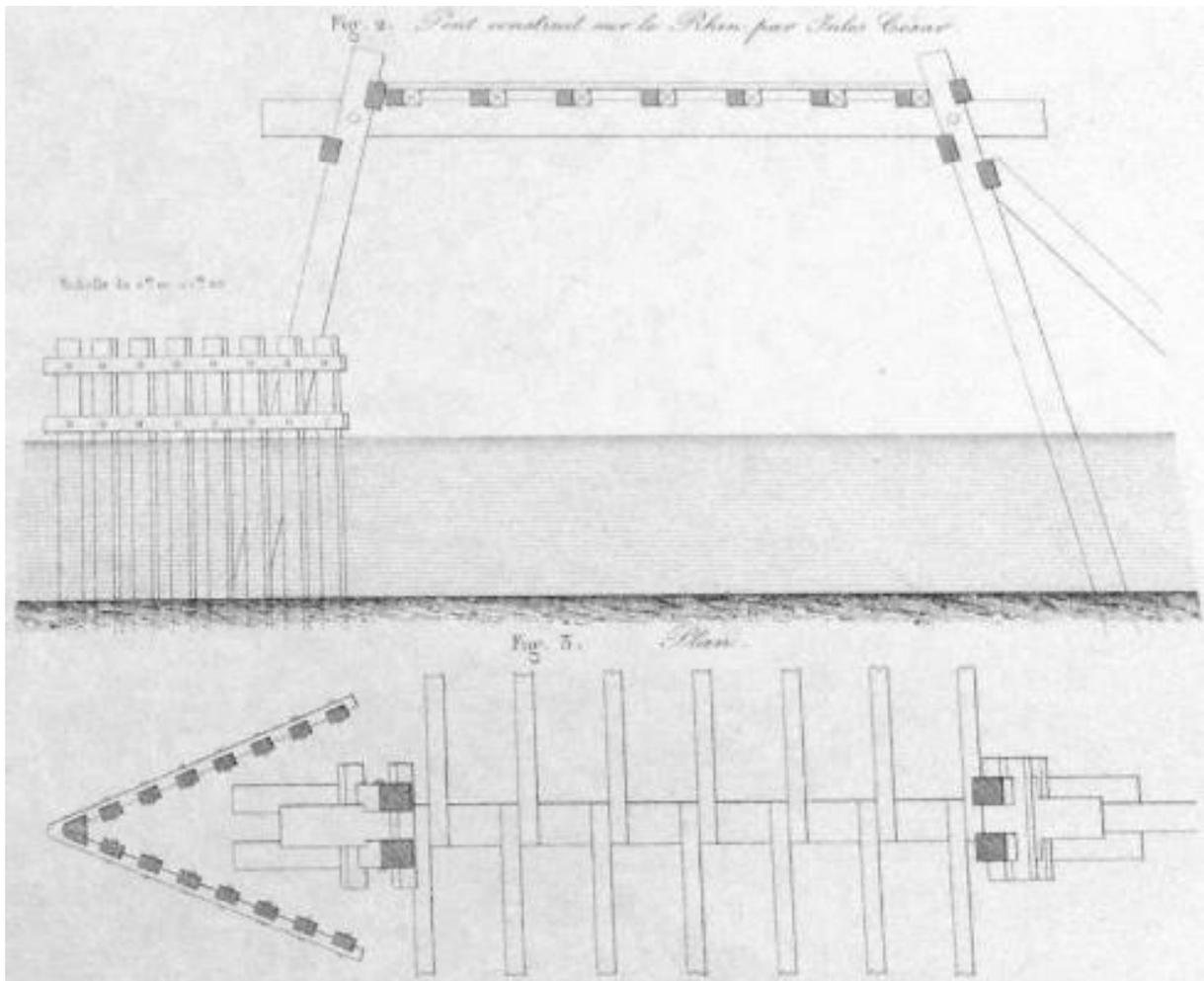
### 1.3 Aperçu historique des ouvrages d'art en bois

#### 1.3.1 Historique

C'est durant l'Antiquité que les constructions en bois vont se développer, grâce aux progrès techniques dans la construction navale apportés par les Egyptiens, les Phéniciens, les Grecs et les Celtes. Il n'est alors pas étonnant de constater que beaucoup des premiers ponts sont flottants ; ainsi, les militaires des empires continentaux utilisaient des barges en guise d'appuis intermédiaires pour franchir de grandes portées, comme en témoignent le pont de Darius sur le Bosphore et le pont de Xerxès sur les Dardanelles long de 1500 mètres.

Par la suite, les Romains empruntèrent aux Celtes des techniques de construction, notamment pour le pont sur le Rhin de César construit par Vitruve (Figure 1-12) : large de 5 à 6 mètres, il fut construit en 10 jours seulement pour franchir le fleuve sur une longueur de 140 mètres. Puis ils développèrent de nouvelles structures plus complexes avec des assemblages (ponts à béquilles, à poutres ou en arc).

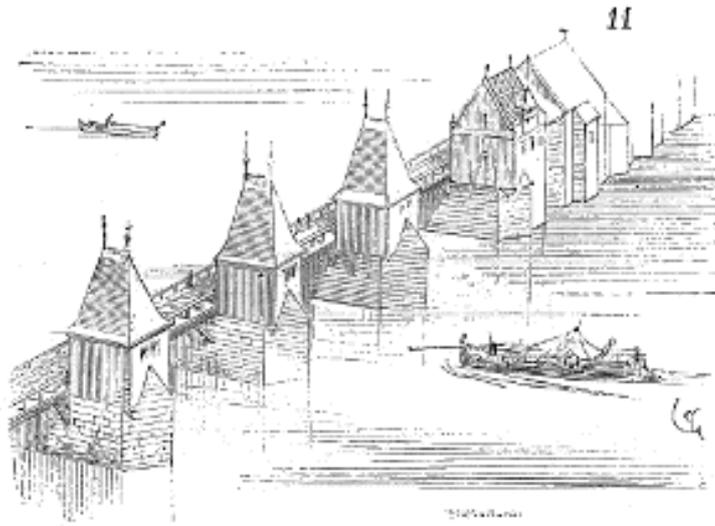
Figure 1-12 : Pont sur le Rhin construit par César. Extrait du Cours de ponts de la Morendiaire à l'école des Ponts, 1867-1868. Cote 4.4571. ©Ecole Nationale des Ponts et Chaussées



On retrouve aussi en Asie des ponts de bateaux et divers types de ponts, notamment des ponts suspendus à des lianes dès la Haute Antiquité. Ces ponts s'appuient généralement sur des culées en « cap-marteau » réalisées à base de bois et de pierres.

C'est à l'époque médiévale que les constructeurs prennent conscience que la pourriture est l'ennemi majeur du bois et qu'elle peut être évitée en conservant le matériau soit toujours au sec, soit toujours immergé. En Europe, les ponts en bois sont alors très répandus : les pieux de fondation et le tablier sont en bois tandis que les piles sont en pierre. Ils sont généralement surmontés de bâtiments dans le but de protéger la structure des intempéries (Figure 1-13) ; par ailleurs, les ressources prélevées des péages permettent à la ville d'entretenir ses ponts.

Figure 1-13 : Pont en bois près de Nantes. Extrait du dictionnaire raisonné de l'architecture française du XI<sup>ème</sup> au XVI<sup>ème</sup> siècle de Eugène Viollet-le-Duc. ©Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Cote 8.6713



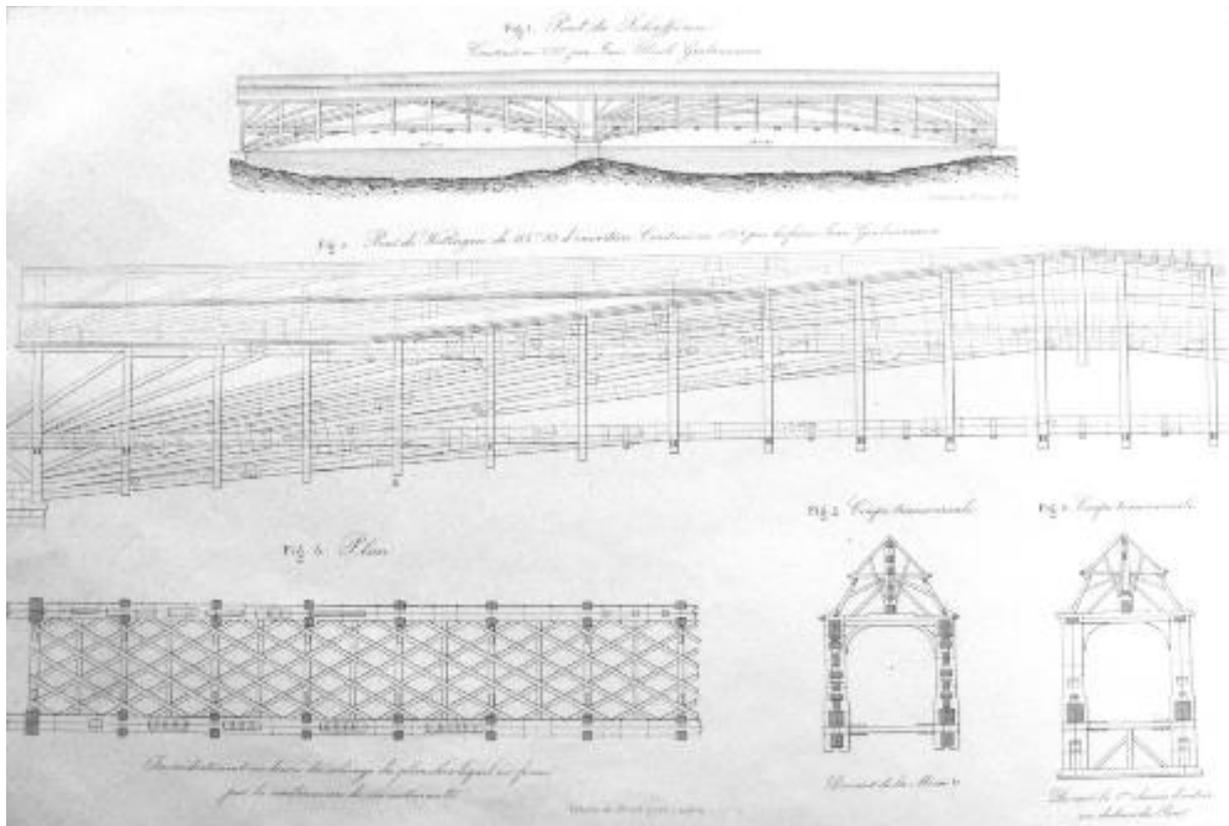
Dès 1571, Andrea Palladio recommande dans un traité d'architecture que les ponts en bois soient couverts à défaut d'être bâtis, pour assurer la préservation du bois. Cette recommandation ne sera pratiquement pas suivie en France, si bien que les ponts en bois auront une faible durabilité. Les seuls ponts en bois ayant traversé les siècles sont les ponts couverts de Suisse, bien qu'ils n'aient reçu aucun traitement chimique de préservation. Le pont de la chapelle à Lucerne (Figure 1-14) datant de 1333 est ainsi un exemple éloquent de longévité : 660 ans ! (il fut restauré en 1993 après un incendie).

Figure 1-14 : Pont de Lucerne. Photo : T. K. Hoang



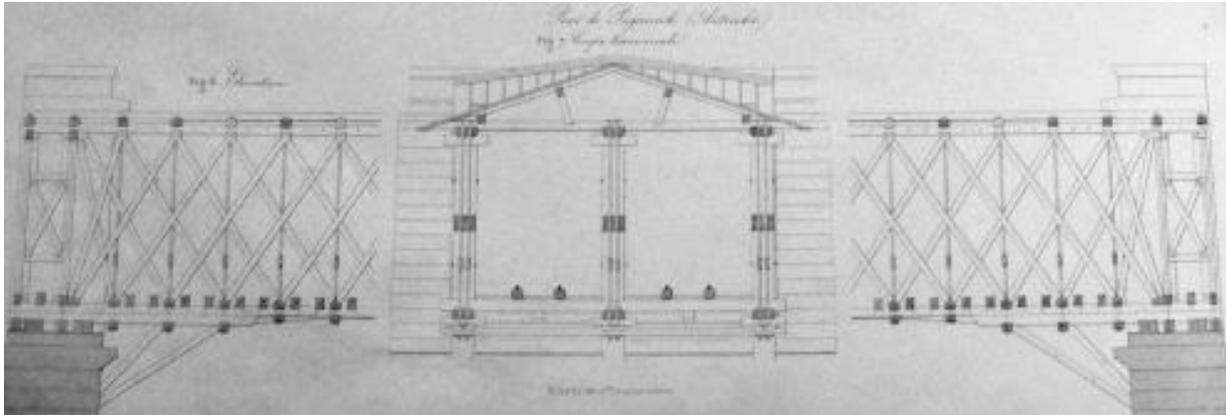
La Suisse a développé un grand savoir-faire grâce à des charpentiers exceptionnels comme Grubenmann, auteur du pont de Schaffhouse (Figure 1-15). De nombreux autres ouvrages couverts très anciens sont toujours en service en Suisse.

Figure 1-15 : Pont de Schaffhouse. La Morandière, op. cit. page 20. ©Ecole Nationale des Ponts et Chaussées



Aux Etats-Unis et au Canada, de nombreux ponts en bois ont été réalisés au cours du XIX<sup>ème</sup> pour des franchissements routiers comme ferroviaires : le bois étant peu cher, disponible en grande quantité et sur tout le territoire américain, il s'imposa comme un matériau très avantageux. Une grande majorité des ponts américains sont de type treillis car ils utilisent les produits courants de la filière bois (bois équarris) et ne nécessitent donc pas beaucoup de façonnage. Les structures treillis, développées en grande partie à cette époque pour des ponts en bois (brevets Pratt, Howe, Town, Warren, etc.), avant d'être réalisées en acier, se sont exportées dans le monde entier (Figure 1-16). Aujourd'hui encore, les ouvrages en bois conservent une part honorable du marché nord-américain, notamment pour les routes forestières.

Figure 1-16 : Pont ferroviaire en Autriche. La Morandière, op.cit. page 20. ©Ecole Nationale des Ponts et Chaussées



### 1.3.2 Renouveau des ponts en bois

Après avoir été délaissé pendant plus d'un siècle pour la construction d'ouvrages d'art au profit du béton, de la fonte puis de l'acier, le bois refait aujourd'hui apparition dans les constructions récentes. En effet, depuis une vingtaine d'années, le bois connaît un regain d'intérêt en Europe, notamment dans les pays alpins où il est utilisé pour la réalisation de passerelles et de ponts à faible chargement. L'invention en 1906 et le développement du lamellé-collé pendant la deuxième moitié du XX<sup>ème</sup> siècle a permis une plus grande liberté de forme tout en augmentant les capacités mécaniques du bois. Malheureusement, les premiers nouveaux ponts en bois ont souvent souffert de défauts de conception, en raison de la perte de savoirs sur le bois après deux siècles d'oubli. Ainsi beaucoup de ponts peu ou pas protégés contre les intempéries et l'humidité présentent aujourd'hui de sérieuses pathologies.

Cependant, après ces expériences, un certain savoir-faire renaît. On note par exemple aujourd'hui une tendance à concevoir des ponts abrités ou, tout du moins, intégrant une série de dispositions constructives assurant la pérennité des structures. Ce savoir-faire est stimulé par une demande croissante des maîtres d'ouvrage qui redécouvrent le bois avec les préoccupations environnementales du développement durable. Le génie civil évolue lui aussi dans "la voie verte" ; les ponts en bois seront-ils une des réponses aux préoccupations d'éco conception ? Et si oui, peuvent-ils être la marque de la modernité alors qu'ils font plutôt référence à des ouvrages anciens dans l'imaginaire collectif ?

Tout en gardant sa connotation positive de matériau traditionnel, on constate que le bois ne cesse d'être réinterprété dans la construction ; il peut donc certainement être le terrain de nombreuses innovations, tant techniques qu'architecturales, dans le domaine des ponts et des passerelles.

## Pour en savoir plus

## Bibliographie

- Bouhaya L., Le Roy R., Feraille A., (2009) Simplified Environmental Study on Innovative Bridge Structure, *Environmental Science & Technology Journal*, 43(6), pp. 2066-2071.
- Campagna M., (1996), le cycle du carbone et la forêt - de la photosynthèse aux produits forestiers, Direction de l'environnement forestier, Service de l'évaluation environnementale, Bibliothèque nationale du Québec, ISBN 2-550-31020-9.
- FAO, (2010) évaluation des ressources forestières mondiales 2010, rapport principal, Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture, étude FAO forêts, 163, Rome 2010, [www.fao.org](http://www.fao.org).
- Herzog T. Natterer J., Schweitzer R., Volz M., Winter W., (2005) Construire en bois, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 379 p.
- Landmann G., Gosselin F., Bonhême I., (2009). Bio2, Biomasse et biodiversité forestières. Augmentation de l'utilisation de la biomasse forestière : implication pour la biodiversité et les ressources naturelles. Paris, MEEDDM-Ecofor, 210 p. ([www.gip-ecofor.org](http://www.gip-ecofor.org))
- Le guide FCBA des essences de bois, (2008), FCBA, Eyrolles
- Les ponts en bois - comment assurer leur durabilité, (2007) guide technique, Setra, Sourdin, 164 p.
- Observatoire National de la Biodiversité : <http://indicateurs-biodiversite.naturefrance.fr/>
- Pan Y. *et al.* (2011) a large and persistent carbon sink in the world's forest, dans *Sciences Express* DOI 10.1126/sciencexpress.1201609, juillet
- Steurer A., (2006) developments in timber engineering, the Swiss contribution, Birkhäuser Ed., 336p.
- <http://www.agreste.agriculture.gouv.fr>
- <http://www.cites.org/fra>
- <http://www0.cete-est.developpement-durable.gouv.fr/les-ponts-et-passerelles-en-bois-r995.html>



Photo RLR

## 2 LE MATERIAU BOIS

### 2.1 Anatomie du bois

#### 2.1.1 Structure

Comme tout matériau d'origine vivante, le bois se forme par la multiplication de cellules. L'accroissement du volume de l'arbre se fait par création de bois juvénile (aubier) et de liber (Figure 2.1). Les différentes couches concentriques du tronc se répartissent en trois grandes catégories : le bois parfait, l'aubier et l'écorce. La partie périphérique du tronc située sous l'écorce constitue la partie vivante du tronc. Elle est constituée du liber qui assure la conduction de la sève élaborée, du cambium, lequel est l'ensemble des cellules indifférenciées moteur de la croissance, puis de l'aubier. En fin de saison active, l'aubier renferme des réserves « nutritives » pour le développement des bourgeons ; ces réserves peuvent alors favoriser le développement de champignons et nourrir des insectes lignivores. La largeur de l'aubier est fonction de l'espèce, de l'âge et des conditions de croissance de l'arbre. C'est dans cette zone que circule la sève brute provenant des racines. Progressivement, au fur et à mesure qu'elles sont refoulées vers l'intérieur, les cellules meurent quasiment toutes : leur cavité se remplit d'air ou de déchets organiques. Cette partie « morte » du tronc constitue le **bois parfait**. Lorsque l'aubier et le bois parfait sont différenciés, ce dernier se nomme le **duramen**. Aux transformations physiques s'ajoutent alors des transformations chimiques qui engendrent l'acquisition de substances tels que des tanins, des minéraux et des colorants, donnant au duramen une teinte plus foncée. Le duramen est plus durable que l'aubier mais difficilement imprégnable.

A plus petite échelle, le bois se compose d'un ensemble de tissus appelé **plan ligneux**. Il comporte trois types de tissus : les tissus de soutien (à fonction d'ossature), les tissus de conduction (pour véhiculer la sève), les tissus de réserve (pour stocker les nutriments). La disposition de ces trois tissus les uns par rapport aux autres est caractéristique d'une famille et d'une essence de bois. Les réseaux poreux des feuillus se distinguent de ceux des résineux par l'existence de vaisseaux (Figure 2-2). On y distingue les cernes de printemps ("ew" comme early wood) et les cernes d'été ("lw" comme late wood). Le **bois des résineux** a une structure simple, comportant presque exclusivement un seul type de cellules (les trachéides) assurant aussi bien la résistance et la rigidité du tronc que la conduction de la sève. Le **bois des feuillus** a une structure plus complexe : les fibres ligneuses donnent au matériau sa résistance et sa rigidité tandis que des vaisseaux conduisent la sève. Ce sont ces vaisseaux qui apparaissent comme des pores dans la section d'un tronc et qui permettent alors de distinguer à l'œil nu les feuillus des résineux. Un autre type de tissu cellulaire permet de distinguer les feuillus des résineux : le parenchyme qui est beaucoup plus développé chez les résineux. Ce tissu est orienté horizontalement et forme les rayons ligneux, véhiculant la sève ou

servant de réserve nutritive, dont la trace en section radiale constitue la maille, plus ou moins marquée selon l'essence.

Figure 2-1 : Section d'un tronc de merisier

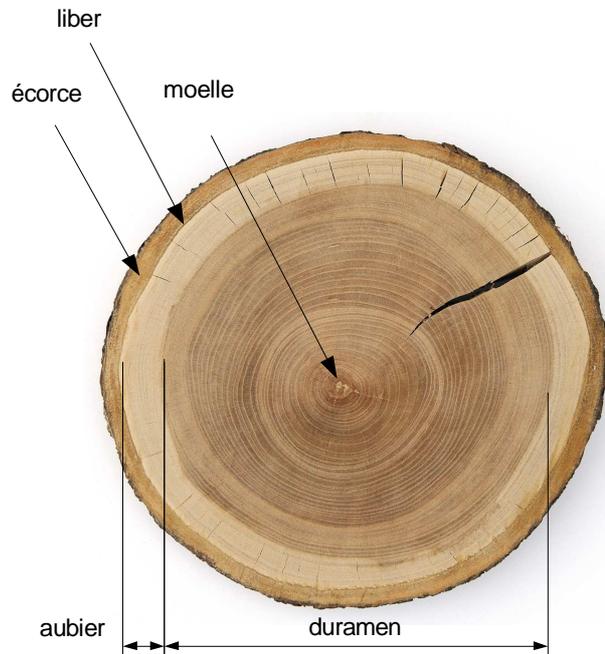
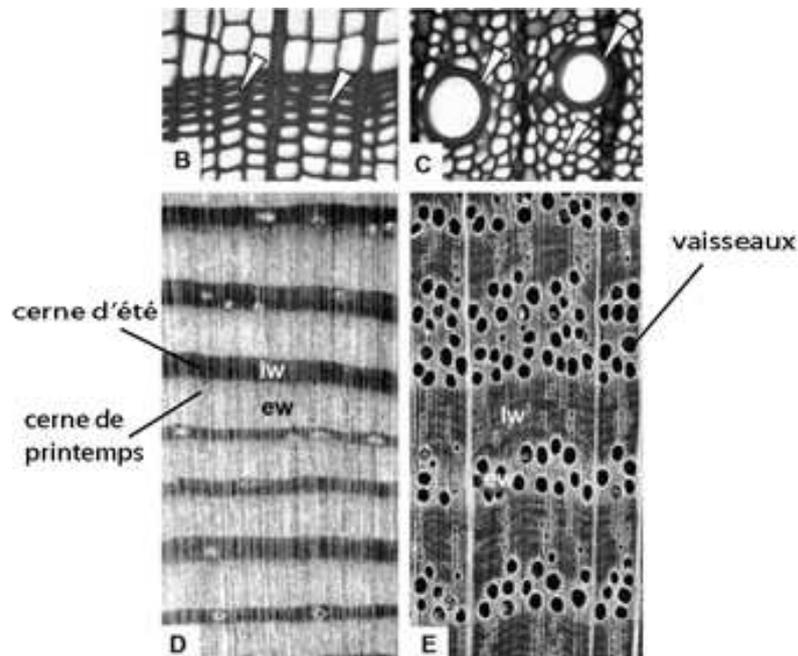


Figure 2-2 : Coupes transversales (au microscope) d'un conifère (B et D) et d'un feuillu (C et E). Les flèches indiquent les parois cellulaires. Extrait de Wood Handbook (USDA)



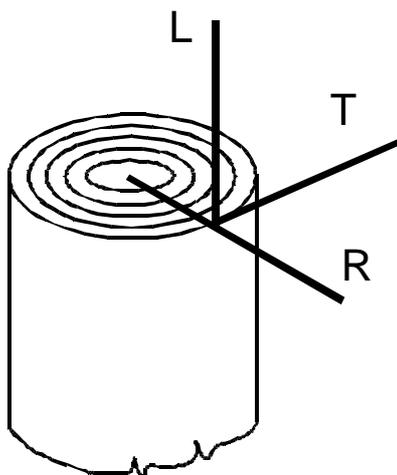
### 2.1.2 Anisotropie

Le mode de croissance du tronc, en longueur comme en diamètre, engendre une structure à trois axes principaux (Figure 2-3) :

- la direction longitudinale (L), selon le **fil du bois**, qui est déterminée par l'alignement préférentiel de la majorité des cellules suivant l'axe du tronc.
- la direction tangentielle aux cernes (T), dite sur **dosse**.
- la direction radiale, perpendiculaire aux cernes (R), dite sur **quartier**.

Dans le sens longitudinal, correspondant au fil du bois, les variations dimensionnelles causées par l'humidité sont négligeables. Elles sont au contraire maximales dans le sens tangentiels et sensiblement de moitié dans le sens radial. De même, les caractéristiques mécaniques sont maximales dans le sens du fil du bois, tandis que, dans le sens transversal (radial ou tangentiels), elles n'atteignent que 1/10<sup>ème</sup> à 1/30<sup>ème</sup> de ces valeurs. Il y a donc un **sens à respecter** pour l'utilisation du bois massif, tant pour assurer une meilleure stabilité des ouvrages aux variations d'humidité qu'une plus grande résistance aux charges.

Figure 2-3 : Les trois axes principaux



### 2.1.3 Aspect, texture et grain

L'aspect hétérogène du matériau résulte notamment du mécanisme de croissance de l'arbre en diamètre : dans chaque couche d'accroissement ou **cerne**, l'aspect du bois peut différer selon qu'il a été formé au début ou à la fin de la période active de végétation (bois de printemps / bois d'été). De plus les caractères de structure et d'aspect du bois sont liés aux conditions de croissance de l'arbre :

- pour les résineux, plus les cernes sont étroits (croissance lente), plus le bois est dense. On dit que ce sont des bois à **texture forte** ; il s'agit de bois provenant de régions à climat froid ou de montagne. Plus denses et plus résistants que les résineux de plaine ou de climat plus doux (à croissance rapide), ils sont mieux adaptés aux structures et charpentes.
- pour les feuillus, la croissance lente entraîne, au contraire, une proportion plus

faible de bois final, donc un bois moins « nerveux » aux variations d'humidité. Ces qualités sont appréciées pour l'ébénisterie et la menuiserie et on préférera alors les sciages à **grain fin** ou moyen.

## 2.2 Composition chimique et propriétés physiques

### 2.2.1 Constitution chimique

Comme tout matériau d'origine vivante, le bois est composé essentiellement de carbone, d'oxygène et d'hydrogène. Plus précisément, les membranes cellulaires qui forment la masse du bois sont constituées principalement de **cellulose**, **hémicellulose** et **lignine** :

- la **cellulose** est un haut polymère du glucose qui s'écrit  $(C_{10}H_{10}O_5)_n$  avec n variant entre 1 000 et 10 000. Elle représente 40 à 50% de la masse anhydre ;
- les **hémicelluloses** sont composés d'hexoses ( $C_6H_{12}O_6$ ) et de pentoses ( $C_5H_{10}O_5$ ). Elles représentent entre 10 et 30% de la masse anhydre ;
- la **lignine** est un polymère formé, chez les résineux à partir de coniférine, à laquelle s'ajoute, chez les feuillus la syringine, ces deux substances dérivant elles-mêmes du glucose.

La cellulose et les hémicelluloses représentent ensemble les deux tiers de la masse du bois anhydre. La lignine est plus abondante chez les résineux que chez les feuillus : 33% contre 20% de la masse anhydre. On retrouve aussi dans le bois des protéines (résines, huiles essentielles, gommés, tanins, colorants, antiseptiques et antioxydants naturels) ainsi que des minéraux (silice, calcium et potassium notamment).

### 2.2.2 Humidité

La cellulose, principal composant du bois, est une substance hygroscopique, c'est-à-dire ayant tendance à absorber l'humidité de l'air. Par conséquent, le bois n'est jamais entièrement anhydre dans une atmosphère courante et tout changement d'humidité de l'air entraîne une variation d'humidité du bois qui se traduit par un retrait ou un gonflement dès lors que ses fibres ne sont pas saturées. La mise en équilibre du bois avec son atmosphère nécessite un délai d'autant plus long que les pièces sont de section ou d'épaisseur plus grande. Elle dépend aussi de la porosité du bois, elle-même propre à l'essence (densité, compacité). Par définition, l'humidité est exprimée en % de la masse du bois anhydre :

$$H = \frac{M_H - M_0}{M_0} \times 100 \quad \text{Avec : } M_H \text{ masse initiale - } M_0 \text{ masse anhydre}$$

Tant qu'il subsiste de l'eau libre dans les alvéoles du bois, la cellulose des membranes ne se déshydrate pas et il ne se produit donc aucun retrait. La disparition de l'eau libre coïncide avec le point de saturation des fibres, autour de 30%. Entre 18 et 22%

d'humidité, le bois est dit **commerciallement sec** : il est en principe à l'abri d'altérations par les champignons lignivores. Entre 13 et 18% d'humidité, le bois est dit **sec à l'air**, ce qui correspond à un état d'équilibre avec l'atmosphère extérieure (Figure 2-4).

Figure 2-4 : Cartes hygrométriques donnant le domaine de teneur en eau (en %) du bois à l'abri selon le lieu (Document FCBA)



En service, le bois s'équilibre avec son environnement : il change presque constamment d'humidité avec l'ambiance et ces changements s'accompagnent de variations dimensionnelles, et ce, quel qu'ait pu être le mode de séchage. Les défauts classiques engendrés par le jeu du bois sont :

- par **retrait** : ouverture des assemblages en coupe d'onglet, désamboîtement des tenons et mortaises, désaffleurement, desserrage des assemblages boulonnés, fente d'éléments dont le retrait se trouve empêché ;
- par **gonflement** : cintrage, gauchissement, tuilage, flambement par compression d'éléments dont la déformation est impossible.

Pour éviter tous ces désordres, il faut d'abord ne mettre en œuvre le bois qu'après séchage à l'humidité convenable, c'est-à-dire proche de l'humidité environnante (Figure 2-4). Selon les recommandations du guide technique sur les ponts en bois du Setra, le bois, au moment de sa mise en œuvre, pourra être en équilibre à une humidité relative de l'air correspondant à celle moyenne annuelle *in situ* moins un point. De plus, le choix de l'essence appropriée, de la qualité du bois et du type de débit (dosse ou quartier) permet de limiter encore le jeu susceptible de se produire en service. Enfin, pour pallier les conséquences du retrait et du gonflement dans les ouvrages en bois massifs, il faut aussi adopter des types d'assemblage et des modes de fixation qui permettent

soit un jeu suffisant des pièces, soit l'absence de jeu ultérieur. Par exemple, la liaison d'un about de poutre en lamellé collé de grande hauteur doit être conçue pour permettre la variation de hauteur de la poutre sous l'effet des retrait-gonflement, alors que la liaison d'une contre fiche en bois massif avec l'arbalétrier et le poinçon doivent rester sans jeu, ce qui est possible en désaxant les perçages de manière à ce que la cheville vienne exercer une précontrainte de l'assemblage.

### 2.2.3 Comportement au feu

Les structures doivent être dimensionnées et réalisées afin de maintenir leur fonction porteuse pendant une durée déterminée, dépendante de l'usage de la construction.

La norme EN 1995-1-2 indique les exigences de base des structures en bois. Elles portent sur les 3 points suivants :

- la non rupture correspondant à l'intégrité de la structure (critère de résistance R) ;
- la non rupture de l'isolation (critère d'intégrité E) ;
- la limitation de la radiation thermique à partir de la face non exposée (critère d'isolation I).

S'agissant de ponts et passerelles, et dans le cas où le maître d'ouvrage prend en compte cet aléa, seul le **critère de résistance** au cours de la durée exigée d'exposition au feu est à vérifier. Le principe de vérification de la résistance structurelle, qui intègre la stabilité, est identique à celui réalisé à température ordinaire, mais les données relatives aux actions, aux effets des actions et à la résistance de calcul sont modifiées. Les assemblages doivent être également vérifiés en tenant compte d'une protection éventuelle. Il convient de calculer préalablement une profondeur de carbonisation de l'élément en bois après l'exposition au feu, en tenant compte de sa vitesse de propagation, laquelle dépend de la largeur de l'élément (Art. 3.4.2 EN 1995-1-2). L'ordre de grandeur de la vitesse de carbonisation est de 0,7 mm/mn. La résistance au feu du bois est élevée en raison de la faible conductivité du matériau (la conductivité thermique  $\lambda$  varie de 0,10 à 0,14 W/m/K pour un bois à 12% d'humidité), du caractère isolant du charbon produit par sa combustion et de l'absence pratique de dilatation thermique (longitudinalement il varie de 3,1 à 4,6  $10^{-6}$ /K). Le bois est donc sans doute le matériau dont le comportement dans un incendie est le plus facilement prévisible.

Dans le domaine du bâtiment, les revêtements, incluant les structures surfaciques, sont soumis à une classification de **réaction au feu**. Les euroclasses (NF EN 13 501-1) remplacent l'ancien classement MO à M4. Un tableau d'équivalence (Tableau 2-1) est proposé dans l'arrêté du 21 novembre 2002 du JORF, lequel fixe les méthodes d'essais et la classification de produits de construction en ce qui concerne leur réaction au feu [JROF 2002].

Les sous classements s et d sont relatifs à la production de fumées et de gouttelettes enflammées. Sont exclus de ces essais des matériaux réputés non réactifs comme le

béton, le plâtre, etc. Les matériaux dérivés du bois font l'objet d'un classement de cet arrêté (Tableau 2-2). En général, plus un bois est dense, moins il est inflammable. Selon le site [www.bois.com](http://www.bois.com), on dispose de classements différents en fonction des essences :

- Pin maritime D, s1, d0 ;
- Mélèze C, s1, d0 ;
- Chêne D, s1, d0 ;
- Sapin / Epicéa D, s1, d0

*Tableau 2-1 : équivalences des euroclasses et du classement français [JROF 2002]. la lettre "s" se réfère à l'indice de croissance de la production de fumées et "d" à celle de gouttes ou débris enflammés. Le chiffre qui accompagne la lettre indique le classement. Plus ce chiffre est faible, meilleur est le comportement de réaction au feu*

Classes selon NF EN 13 501-1			Exigence
A1	–	–	Incombustible
A2	s1	d0	M0
A2	s1	d1 <sup>(1)</sup>	M1
A2	s2 s3	d0 d1 <sup>(1)</sup>	
B	s1 s2 s3	d0 d1 <sup>(1)</sup>	
C <sup>(3)</sup>	s1 <sup>(2)(3)</sup> s2 <sup>(3)</sup> s3 <sup>(3)</sup>	d0 d1 <sup>(1)</sup>	M2
D	s1 <sup>(2)</sup> s2 s3	d0 d1 <sup>(1)</sup>	M3
			M4 (non gouttant)
Toutes classes <sup>(2)</sup> autres que E-d2 et F			M4

Tableau 2-2 : Classification du bois vis-à-vis de la réaction au feu [JROF 2002]. Les 2 dernières collones font la distinction entre les composants des revêtements de sols et les autres composants

Panneaux à base de bois	Référence de qualité du produit EN	Densité minimale (kg/m <sup>3</sup> )	Épaisseur minimale (mm)	Classe (à l'exclusion des sols)	Classe Sols
Panneaux de particules	NF EN 312	600	9	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1
Panneaux de fibres, durs	NF EN 622-2	900	6	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1
Panneaux de fibres, mi-durs	NF EN 622-3	600	9	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1
		400	9	E	E <sub>FL</sub>
Panneaux de fibres, tendres	NF EN 622-4	250	9	E	E <sub>FL</sub>
Panneaux de fibres, densité moyenne (MDF) (issus d'un procédé de fabrication à sec)	NF EN 622-5	600	9	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1
Panneaux de particules avec liant à base de ciment (teneur minimale en ciment de 75 % en masse)	NF EN 634-2	1000	10	B-s1, d0	B <sub>FL</sub> -s1
Panneaux OSB (panneaux à particules orientées)	NF EN 300	600	9	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1
Contreplaqué	NF EN 636	400	9	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1
Panneaux de bois massif	NF EN 13353	400	12	D-s2, d0	D <sub>FL</sub> -s1

## 2.3 Caractéristiques mécaniques

### 2.3.1 Propriétés mécaniques, lois de comportement

En raison de son anisotropie, le bois ne peut être correctement défini que par la connaissance des caractéristiques mécaniques dans chacune des trois directions principales de sa structure. On donne ci-dessous les comportements mécaniques du bois dans la direction axiale, mesurés sur un petit échantillon de bois (Figure 2-5 et Figure 2-6). On constate un palier plastique en compression, obtenu par le flambement cellulaire, alors qu'en traction directe, le comportement est élastique fragile. Les caractéristiques mécaniques tangentiels et radiales (en général assez voisines) sont en pratique confondues et considérées globalement comme caractéristiques transversales. Cela facilite le travail de l'ingénieur, car, comme les bois sont généralement sciés sur dosses, les directions radiales et tangentiels ne coïncident pas avec les directions principales des efforts extérieurs.

Les valeurs de ces caractéristiques sont très variables en fonction de l'essence considérée et de la provenance de l'arbre (lieu et conditions de croissance). On peut dire cependant que la résistance mécanique des bois est d'autant plus élevée que leur masse volumique est grande. De plus, elle varie avec la taille de l'échantillon : plus ce dernier est grand, plus forte sera la probabilité qu'il contienne des nœuds et donc plus important sera le risque d'une rupture fragile en traction. C'est pourquoi, **les valeurs caractéristiques de résistance en compression sont plus élevées que celles de résistance en traction.**

Figure 2-5 : Exemple de courbe de comportement mécanique du bois sans défaut en compression axiale sur éprouvette d'épicéa (Foret, Ecole des Ponts ParisTech)

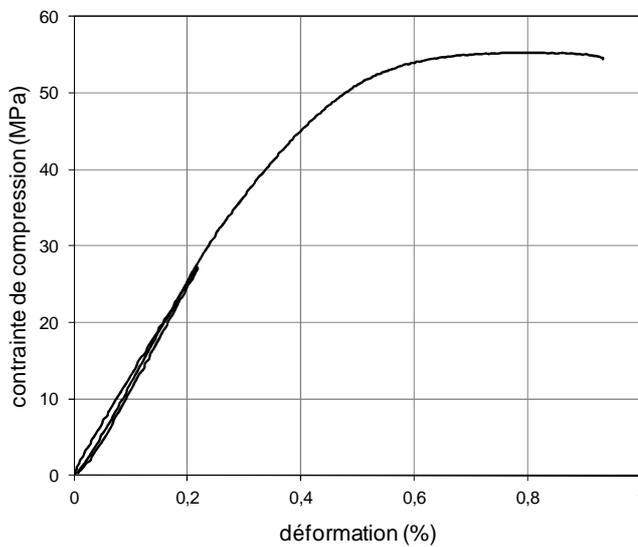
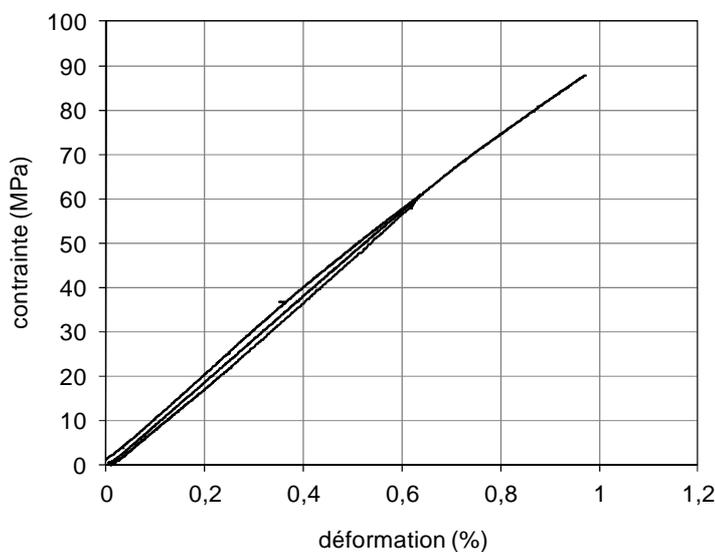


Figure 2-6 : Exemple de courbe de comportement mécanique du bois sans défaut en traction axiale. Essais sur éprouvette d'épicéa (Foret, Ecole des Ponts ParisTech)



En ce qui concerne le comportement en dehors de la direction axiale, les valeurs de résistance en sollicitation oblique sont données par les formules suivantes :

- en compression :

$$f_{c,\alpha} = C_{c,\alpha} \cdot f_{c,0}$$

$$\text{Où } C_{c,\alpha} = \frac{f_{c,90}}{f_{c,0} \cdot \sin^2 \alpha + f_{c,90} \cdot \cos^2 \alpha}$$

Avec :

$f_{c,\alpha}$  : résistance en compression oblique, sous effort normal

$C_{c,\alpha}$  : facteur de réduction de la résistance en compression, fonction de l'angle  $\alpha$

$f_{c,0}$  : résistance en compression parallèle aux fibres

$f_{c,90}$  : résistance en compression perpendiculaire aux fibres

- en traction :

$$f_{t,\alpha} = C_{t,\alpha} \cdot f_{t,0}$$

$$\text{Où } C_{t,\alpha} = \frac{f_{t,90}}{f_{t,0} \cdot \sin^2 \alpha + f_{t,90} \cdot \cos^2 \alpha}$$

Avec :

$f_{t,\alpha}$  : résistance en traction oblique, sous effort normal

$C_{t,\alpha}$  : facteur de réduction de la résistance en traction, fonction de l'angle  $\alpha$

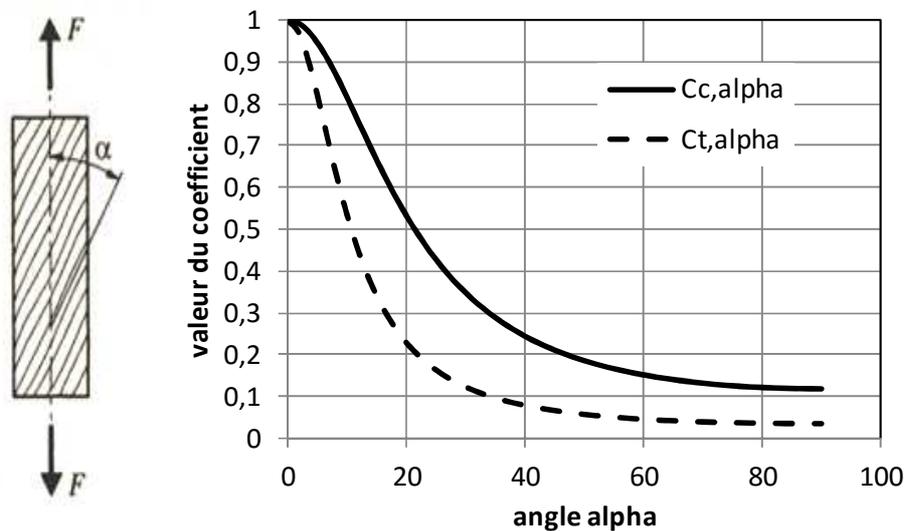
$f_{t,0}$  : résistance en traction parallèle aux fibres

$f_{t,90}$  : résistance en traction perpendiculaire aux fibres

$\alpha$  : angle entre la direction de l'effort axial et l'orientation des fibres (Figure 2-7)

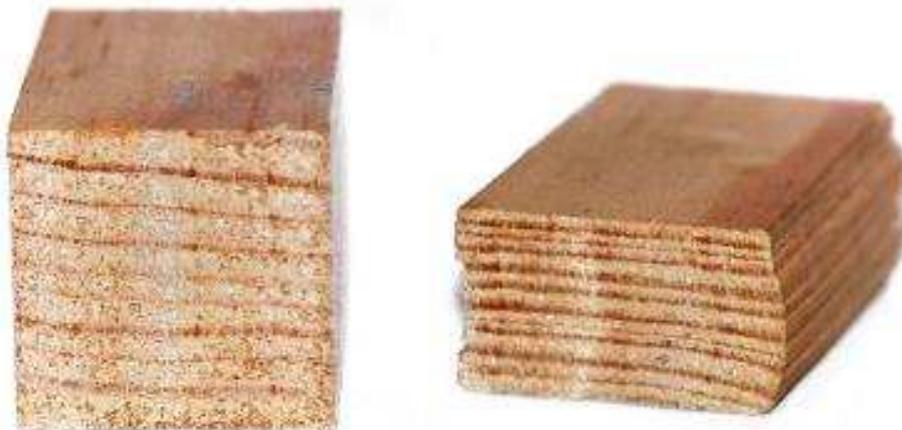
On donne Figure 2-7 l'allure des courbes de  $C_{c,\alpha}$  et  $C_{t,\alpha}$  ; elles montrent que l'évolution de l'anisotropie est non linéaire. On remarque que la résistance du bois diminue très rapidement dès que les sollicitations ne sont plus parallèles aux fibres. En traction, le bois perd la moitié de sa résistance à  $15^\circ$  ; en compression, à  $35^\circ$ .

Figure 2-7 : Allure des courbes de  $C_{c,\alpha}$  et  $C_{t,\alpha}$  pour un résineux C30



En compression transversale, le comportement du bois est très ductile, puisque les cellules du bois sont écrasées (Figure 2-8). La résistance en compression transversale représente environ le 1/10ème de la résistance en compression longitudinale. La résistance en traction transversale est très faible et représente environ le 1/30ème de la résistance en traction longitudinale. On assiste alors à un décollement des fibres entre elles. Le cisaillement longitudinal du bois sollicite les liaisons entre les cellules. La résistance est également assez faible, de quelques MPa, soit environ 1/10ème de la résistance en flexion.

Figure 2-8 : éprouvette avant et après un essai de compression transversale. (Foret, Ecole des Ponts ParisTech)



### 2.3.2 Comportement rhéologique

Le comportement rhéologique du bois est assez complexe [Navi *et al.* 2005]. Pour des contraintes de courte durée, le **domaine d'élasticité** du bois, pour les sollicitations axiales (traction, compression et flexion), est pris en compte dans les calculs.

Lorsque les contraintes sont maintenues dans le temps, le phénomène de **fluage** intervient. Celui-ci est d'autant plus marqué que les contraintes sont élevées et que l'**humidité** du bois est forte. Bien que ce phénomène ait tendance à s'atténuer considérablement avec le temps et à se stabiliser dans la pratique, il est extrêmement difficile de lui assigner expérimentalement une limite asymptotique. On est donc en face d'un comportement viscoélastique ou de plasticité différée.

Ces faits ont permis d'établir des règles assez simples qui se traduisent, au niveau du calcul des structures, de la façon suivante :

- définition de modules d'élasticité utilisables dans les cas les plus courants et pour les charges temporaires (moins de trois mois consécutifs et moins de la moitié du temps) ;
- définition d'un ensemble de **coefficients de fluage** dépendant des niveaux de contraintes, de l'humidité moyenne des pièces et de la variation de celles-ci. Ces coefficients sont applicables pour les niveaux de contrainte supérieurs au cinquième de la contrainte admissible et pour les charges de longue durée (plus de trois mois consécutifs ou plus de la moitié du temps). Ils sont utilisés dans les calculs comme multiplicateurs des déplacements ou diviseurs des modules d'élasticité.

### 2.3.3 Méthodes de classement

Le classement des bois est fonction des inévitables défauts et altérations présents sur les pièces concernées. Il a pour but d'attribuer, faute d'essais, des valeurs de résistances forfaitaires, nécessairement plus basses, bien entendu, que celles que l'on peut mesurer sur de petits échantillons sans défaut. Le classement des bois peut être effectué par un examen visuel ou de manière automatique. La présence de défauts sur une pièce conduit, en fonction de leur importance et de leur groupement, à un déclassement plus ou moins important de cette pièce. La méthode par ultra son consiste en la mesure du temps de parcours d'une onde à basse fréquence dans le bois suivant l'axe longitudinal. Elle permet une évaluation de la qualité du matériau à l'échelle des fibres, tout en intégrant la nodosité.

Les techniques de classement automatique sont fondées sur la bonne corrélation statistique existant entre la contrainte de rupture en flexion des pièces de bois et leur module d'élasticité en flexion ; ce fait permet de procéder à une mesure industrielle de ce module (assimilable à un essai non destructif), et conduit à une utilisation plus économique et plus fiable du matériau.

D'autres équipements sont fondés sur une analyse morphologique des planches (comparable à la méthode de classement visuel) et font appel à la mesure automatique (et à l'interprétation informatisée) de divers paramètres tels que la masse volumique, les pentes de fil, la dimension et la position des nœuds, le module d'élasticité axial dynamique, etc.

#### **2.4 Matériaux dérivés**

Il existe un grand nombre de matériaux dérivés du bois. Des exemples sont donnés sur la Figure 2-9. Parmi les plus courants, on trouve le bois lamellé-collé, le contreplaqué, les panneaux de particules (OSB ou agglomérés) et le lamibois (ou LVL pour laminated veneer lumber). Il existe également des panneaux structurels de grande taille réalisés en planches rabotées assemblées par collage ou clouage en lits croisés.

Figure 2-9 : Quelques matériaux dérivés. De gauche à droite et de haut en bas : contreplaqué, OSB, lamibois, échantillon de contrecollé à plis croisés de bois massif pour panneaux structuraux



#### 2.4.1 Lamellé-collé

On appelle Bois Lamellé-Collé (BLC) des pièces reconstituées à partir d'éléments (lamelles) d'assez faibles sections (33 à 45 mm d'épaisseur en général), aboutés et recollés entre eux à fil parallèle de façon à obtenir des sections plus importantes, multiples des premières.

Cette technique (Figure 2-10) est apparue au début du XX<sup>ème</sup> siècle et s'est véritablement développée dans les années 1950 avec la vulgarisation des colles synthétiques (colle résorcine : diphénol + formol). Elle présente de nombreux avantages qui viennent s'ajouter à ceux du bois lui-même :

- la section et la longueur des éléments finaux ne sont plus limitées par les dimensions des pièces initiales, ce qui permet en outre de revaloriser certains sciages de faibles sections ;
- on peut, au moment du collage effectué sur gabarit, obtenir toutes formes courbes, ce qui permet de recourir à des solutions constructives particulièrement intéressantes tant sur le plan mécanique (arcs par exemple) qu'esthétique ;
- le processus de fabrication, intégrant une phase de tri des lamelles, de tronçonnage, des sciages initiaux puis de reconstitution, conduit à une distribution aléatoire des défauts résiduels à l'intérieur du produit fini ; il en résulte une amélioration des contraintes moyennes de rupture sous sollicitations axiales et une réduction encore plus nette des écarts statistiques. Cela a permis, du point de vue normatif, d'attribuer aux éléments de structures en bois lamellé-collé des contraintes admissibles légèrement supérieures à celles des bois massifs des lamelles. Le coefficient partiel,  $\gamma$ , sur le matériau, selon l'EN 1995-1, vaut 1,25 pour le BLC contre 1,3 pour le bois massif ;
- La purge des défauts importants lors de la fabrication du lamellé collé permet le reclassement de certains bois.

*Figure 2-10 : poutre en lamellé collé en atelier. Phase de compression en cours de durcissement de la colle (ateliers Fargeot). Photos : RLR*



La conception des ouvrages en bois lamellé-collé s'appuie en général sur les caractéristiques du sapin (abiès) et de l'épicéa (picéa). D'autres essences des zones tempérées ou tropicales peuvent être utilisées sous réserve que leur collage puisse être réalisé correctement, ce qui suppose un examen préalable des points suivants :

- rétractibilité i.e. retrait sous l'effet d'une diminution de la teneur en eau (elle doit être faible ou moyenne)

- masse volumique (elle ne doit pas être trop élevée : au-delà de 600 à 700 kg/m<sup>3</sup>, des difficultés importantes peuvent être rencontrées) ;
- résilience (résistance au choc) ;
- compatibilité chimique avec la colle.

Parmi les essences possibles et dont les niveaux de prix peuvent être admis dans certains cas, nous citerons :

- essences des régions tempérées : douglas (pin d'Orégon), épicéa, hêtre, pin sylvestre, sapin, western hemlock, mélèze ;
- essences tropicales ou équatoriales : framiré, ilomba, limba (ou fraké), olon, avodiré, bossé, ozigo, sipo.

Le choix des colles sera fait essentiellement en fonction des conditions d'exploitation hygrothermique de la structure. Les colles utilisées peuvent être synthétiques ou naturelles ; ces dernières sont d'origine animale (pour les colles traditionnelles développées au début du XX<sup>ème</sup> siècle) ou végétale (pour les colles récentes, à base de tanins).

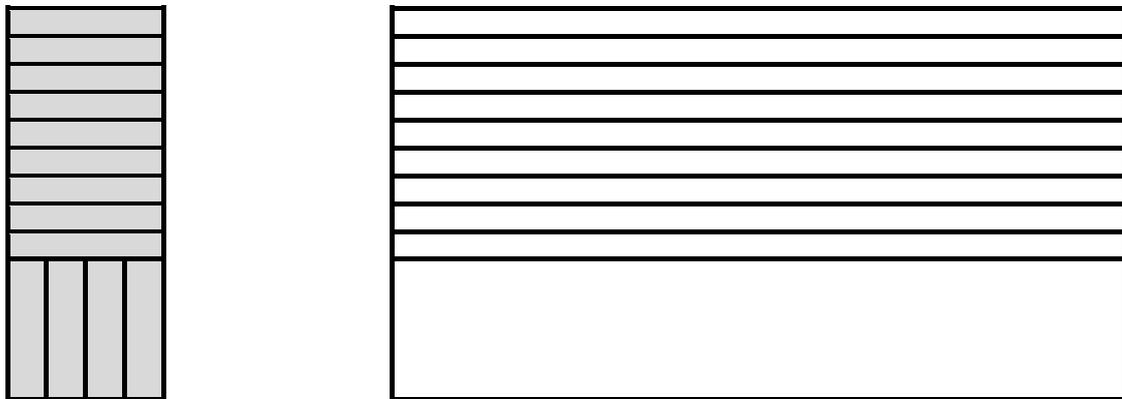
#### **2.4.2 Lamellé-multicollé**

Le bois lamellé-multicollé (BLMC) est un dérivé du lamellé-collé, inventé au début des années 1990 (Figure 2-11). Il comprend une étape de fabrication supplémentaire avec des semelles en lame verticale dans la zone tendue de la poutre fléchie, et éventuellement aussi dans la zone comprimée.

Contrairement à la poutre BLC qui fonctionne comme un système en série, la poutre BLMC est un système mixte fonctionnant d'une part comme un système en série et d'autre part comme un système en parallèle. Dans un système en série, la rupture de la lamelle inférieure (tendue) entraîne une rupture totale du système, alors que dans un système en parallèle, la rupture de la lamelle la plus faible est suppléée par les autres lamelles latérales.

Grâce à cette distribution en parallèle des contraintes dans les zones les plus sollicitées, la présence d'un point faible (un nœud par exemple) n'est plus dommageable pour la rupture fragile puisque les contraintes peuvent se répartir sur les lamelles voisines latérales. On peut donc atteindre de hautes performances même avec un aboutage de qualité moyenne. Par cette disposition, le bois lamellé-multicollé permet aussi de reprendre des contraintes perpendiculaires supérieures.

Figure 2-11 : Schéma d'une poutre en bois lamellé-multicollé (coupe et élévation)



### 2.4.3 Lamibois

En France, on désigne par ce terme un type de matériau dérivé du bois qui a vu ses premières réalisations aux États-Unis sous la désignation commerciale Microlam puis en Finlande sous la désignation (également commerciale) de Kerto. Le principe de réalisation de ce matériau est identique à celui du bois lamellé-collé (collage à fil parallèle) mais la particularité provient de l'utilisation de placages minces (2 à 5 mm) de bois (obtenus par déroulage, tranchage plan ou tranchage circulaire à rayon constant) au lieu de planches sciées.

Ce produit, plus coûteux par unité de volume que le lamellé-collé, du fait d'installations de production très lourdes, possède des performances mécaniques élevées et homogènes. Utilisé en poutres, son emploi est également adapté aux éléments de faibles sections entrant par exemple dans la constitution de produits composites tels que des poutres en I ou des caissons.

## 2.5 Classification des bois de structure

Le matériau bois présente une très grande variabilité dans ses propriétés, due notamment à la génétique de l'espèce, aux facteurs structuraux liés à l'anatomie du bois (aubier, bois parfait), aux conditions de sylviculture, et au milieu de croissance (climat, sol, altitude). Cette variabilité peut déconcerter l'ingénieur habitué aux matériaux artificiels, homogènes et isotropes ; c'est pourquoi le bois est classé selon des classes de résistance définies dans des normes (NF EN 338, NF EN 1194) et qui sont reprises dans les Tableau 2-3 à Tableau 2-7.

La classe d'un bois est désignée par une (ou plusieurs) lettre(s) et un nombre (par exemple GL24) :

- les lettres C, D, GL, MGL indiquent respectivement un résineux (conifère), un feuillu (deciduous), un lamellé-collé (glulam) ou un multi-lamellé-collé
- le nombre donne la résistance caractéristique en flexion (en MPa)

Dans le Tableau 2-6 sont affichées des indices  $h$ , qui signifient que les lamelles sont homogènes et des indices  $c$ , qui se réfèrent à des lamelles panachées, de classes de résistance différentes. Dans ce dernier cas, les lamelles placées aux extrémités de l'empilement sont les plus résistantes. La désignation d'une résistance est définie par le type de sollicitation (m flexion, t traction, c compression, v cisaillement), un chiffre (0 = parallèle aux fibres, 90 perpendiculaire aux fibres), et la lettre k qui indique qu'il s'agit d'une résistance caractéristique. Ainsi,  $f_{c,0,k}$  est la résistance caractéristique en compression parallèle aux fibres du bois.

Tableau 2-3 : Classes de résistance : Peuplier et Résineux

Propriétés de résistance (MPa)													
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Flexion	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Cisaillement	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2	2,2	2,4	2,5	2,8	3	3,4	3,8	3,8	3,8

Tableau 2-4 : modules et masses volumiques : Peuplier et Résineux

Propriétés de rigidité (GPa)													
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
Module d'élasticité axiale au 5 <sup>e</sup> percentile	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6	6,4	6,7	7,4	7,7	8	8,7	9,4	10	10,7
Module moyen d'élasticité transversale	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,3	0,32	0,33	0,37	0,38	0,4	0,43	0,47	0,5	0,53
Module moyen de cisaillement	$G_{mean}$	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )													
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Masse vol. caractéristique	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Masse vol. moyenne	$\rho_{mean}$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Remarques :

- les classes C14, C16 et C18 sont peu utilisées pour le génie civil
- les classes C40, C45 et C50 peuvent être difficiles à trouver en France

Tableau 2-5 : Classes de résistance : Feuillus

		Classes de résistance					
		D30	D35	D40	D50	D60	D70
<b>Propriétés de résistance (MPa)</b>							
Flexion	$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
Traction axiale	$f_{t,0k}$	18	21	24	30	36	42
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	8	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Cisaillement	$f_{v,k}$	3	3,4	3,8	4,6	5,3	6
<b>Propriétés de rigidité (GPa)</b>							
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	10	10	11	14	17	20
Module d'élasticité axiale au 5 <sup>e</sup> percentile	$E_{0,05}$	8	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Module moyen d'élasticité transversale	$E_{90,mean}$	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Module moyen de cisaillement	$G_{mean}$	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
<b>Masse volumique caractéristique (kg/m<sup>3</sup>)</b>							
Masse volumique	$\rho_k$	530	560	590	650	700	900
Masse volumique moyenne	$\rho_{mean}$	640	670	700	780	840	1080

Remarque :

- les classes C50, C60 et C70 peuvent être difficiles à trouver en France

Tableau 2-6 : Classes de résistance : Lamellé-collé

		Classes de résistance selon NF EN 1194							
		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
<b>Propriétés de résistance (MPa)</b>									
Flexion	$f_{m,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36
Traction axiale	$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26	14	16,5	19,5	22,5
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6	0,35	0,4	0,45	0,5
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	24	26,5	29	31	21	24	26,5	29
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	2,7	3	3,3	3,6	2,4	2,7	3	3,3
Cisaillement	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8
<b>Propriétés de rigidité (GPa)</b>									
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
Module d'élasticité axiale au 5 <sup>e</sup> percentile	$E_{0,05}$	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
Module moyen d'élasticité transversale	$E_{90,mean}$	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,42	0,46
Module moyen de cisaillement	$G_{mean}$	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85
<b>Masse volumique caractéristique (kg/m<sup>3</sup>)</b>									
Masse volumique	$\rho_k$	380	410	430	450	350	380	410	430

Tableau 2-7 : Classes de résistance : Lamellé-multicollé (MGL)

		Classes de résistance	
		MGL34	MGL38
<b>Propriétés de résistance (MPa)</b>			
Flexion	$f_{m,k}$	34	38
Traction axiale	$f_{t,0k}$	22,5	26
Traction transversale	$f_{t,90,k}$	0,5	0,6
Compression axiale	$f_{c,0,k}$	29	31
Compression transversale	$f_{c,90,k}$	6,0	6,3
Cisaillement	$f_{v,k}$	3,2	3,8
<b>Propriétés de rigidité (GPa)</b>			
Module moyen d'élasticité axiale	$E_{0,mean}$	14,0	14,7
Module d'élasticité axiale au 5 <sup>e</sup> percentile	$E_{0,05}$	12,5	13,0
Module moyen d'élasticité transversale	$E_{90,mean}$	0,42	0,43
Module moyen de cisaillement	$G_{mean}$	0,78	0,78
<b>Masse volumique caractéristique (kg/m<sup>3</sup>)</b>			
Masse vol. caractéristique	$\rho_k$	430	450

**Pour en savoir plus****Normes de référence et leur annexe nationale**

- NF EN 338 : Bois de structure - Classes de résistance
- NF EN 1194 : Structure en bois - bois lamellé collé - classes de résistance et détermination de valeurs caractéristiques
- NF EN 384 : Bois de structure - Détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique
- NF EN 14080 : Structures en bois - Bois lamellé collé - Exigences
- NF EN 386 : Bois lamellé collé - Exigences de performance et exigences minimales de fabrication
- NF EN 14279 : Lamibois (LVL) - Définitions, classification et spécifications
- NF EN 14374 : Structures en bois - LVL (Lamibois) - Exigences

**Bibliographie**

- UNFCNP (1997) Structures en bois aux états limites, tome 2, Eyrolles, 544 pages.
- Trouy-Triboulot M. C., Triboulot P., Matériau bois : Structure et caractéristiques, Techniques de l'ingénieur C925.
- Masson D. , Trouy Triboulot M.C., Matériaux dérivés du bois, Techniques de l'ingénieur
- JORF [2002] arrêté du 21 novembre 2002 relatif à la réaction au feu des produits de construction et d'aménagement,  
<http://www.cstb.fr/fileadmin/documents/webzines/feu/pdf/arrete-reaction-feu-21-11-2002.pdf>
- Wood Handbook, wood as an engineering material, (2010), USDA, Department of agriculture, Forest Service, general technical report FPL-GTR 190, 510 pages, [www.fpl.fs.fed.us](http://www.fpl.fs.fed.us)
- Guide technique, (2006) Ponts en bois, comment assurer leur durabilité, SETRA, Sourdin.
- Navi P., Heger F., (2005) comportement thermo hydro-mécanique du bois, applications technologiques et dans les structures, presses polytechnique et universitaires romanes, Lausanne, 298 pages.



Photo : RLR

### 3 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BOIS

Nous présentons ici les principales règles de vérification sans toutefois être exhaustif. Le but de ce chapitre est de mettre l'accent sur les particularités de calcul des structures en bois dans le cadre des eurocodes. Le guide du Sétra sur la conception d'un pont type en bois permettra au lecteur d'approfondir les différentes vérifications. Les structures mixtes sont abordées dans le chapitre 7.

#### 3.1 Bases de calcul de l'Eurocode 5

##### 3.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 5

L'Eurocode 5, comprenant les normes NF EN 1995-1 et NF EN 1995-2 complétées par leur annexe nationale, que nous désignerons par la suite EC5, traite des exigences liées à la résistance mécanique, l'aptitude au service, la durabilité et la résistance au feu de structures bois. La norme NF EN 1995 comprend deux parties :

- NF EN 1995-1 « Généralités » (règles communes et règles pour le bâtiment ; calcul des structures au feu) ;
- NF EN 1995-2 « Ponts » (règles supplémentaires aux règles communes).

Elle est destinée à être utilisée conjointement avec :

- NF EN 1990 « Bases de calcul des structures » ;
- NF EN 1991 « Actions sur les structures » ;
- NF EN 1992 "calcul des structures en béton" ;
- NF EN 1993 "calcul des structures en acier" ;
- NF EN 1994 "calcul des structures mixtes acier-béton" ;
- NF EN 1996 "calcul des structures en maçonnerie" ;
- NF EN 1997 "calcul géotechnique" ;
- NF EN 1998 "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes" ;
- NF EN 1999 "calcul des structures en aluminium".

##### 3.1.2 Coefficient partiel et facteurs de modification

La valeur de calcul  $X_d$  d'une propriété de résistance est calculée selon la formule suivante (identique pour la valeur d'une capacité de résistance) :

$$X_d = k_{\text{mod}} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Avec :

$X_k$  : valeur caractéristique d'une propriété de résistance

$\gamma_M$  : coefficient partiel pour une propriété matérielle

$k_{\text{mod}}$  : facteur de modification qui tient compte de l'effet de la durée de chargement et de l'humidité

Pour intégrer l'influence de l'humidité et de la durée de chargement sur les déformations, il convient de prendre pour le calcul de la déformation finale la valeur moyenne finale du module d'élasticité  $E_{\text{mean,fin}}$  qui se calcule selon la formule suivante (identique pour le module de cisaillement) :

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1+k_{\text{def}}} \text{ à l'E.L.S. } E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1+\psi_2.k_{\text{def}}} \text{ à l'E.L.U.}$$

Avec :

$E_{\text{mean}}$  : valeur moyenne du module d'élasticité

$k_{\text{def}}$  : facteur permettant l'évaluation de la déformation de fluage et qui tient compte de la classe de service adéquate

$\psi_2$  : facteur qui représente la valeur quasi-permanente d'une action (cf § 3.4.3) (si c'est une action permanente,  $\psi_2 = 1$ ). Les valeurs de  $\psi_2$  sont données dans la norme NF EN 1990. On donne dans les tableaux 3-1 à 3-3 les valeurs de  $\gamma_M$ ,  $k_{\text{mod}}$  et  $k_{\text{def}}$  pour différents matériaux et différentes classes de service.

### 3-1 : Valeurs de $\gamma_M$ - Coefficient partiel pour les matériaux

Matériaux ou éléments	Valeurs de $\gamma_M$
Bois et matériaux dérivés du bois <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vérifications générales               <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Bois massif</li> <li>○ Bois lamellé-collé</li> <li>○ Contreplaqué, Lamibois</li> </ul> </li> <li>• Vérification en fatigue</li> </ul>	1,3 1,25 1,2 1,0
Assemblages <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vérifications générales</li> <li>• Vérification en fatigue</li> </ul>	1,3 1,0
Acier utilisé dans des éléments mixtes	1,15
Béton utilisé dans des éléments mixtes	1,5
Connecteurs bois-béton <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vérifications générales</li> <li>• Vérification en fatigue</li> </ul>	1,25 1,0
Eléments métalliques de précontrainte	1,15

Les valeurs de  $k_{mod}$  figurant ci-dessous sont données pour les matériaux suivants :

- bois massif (NF EN 14081-1)
- bois lamellé-collé (NF EN 14080)
- contreplaqué (NF EN 636)
- lamibois (NF EN 14374, NF EN 14279)

On rappelle que les ordres de grandeur de la durée de chargement sont de :

- plus de 10 ans pour une action permanente
- entre 6 mois et 10 ans pour une action de long terme
- entre 1 semaine et 6 mois pour une action de moyen terme
- moins d'une semaine pour une action de court terme

Il existe 3 classes de service correspondant au taux d'humidité du matériau. En classe de service 1 la teneur en eau du bois correspond à une humidité relative de l'air ne dépassant 65% que quelques semaines par an pour une température de 20°C. En classe de service 2, cette humidité est portée à 85% pour 20°C. Pour des teneurs en eau plus importantes, les bois sont en classe de service 3. En pratique, l'utilisation de bois fortement sollicité en classe de service 3 est assez pénalisante sur le plan du dimensionnement (Tableau 3-2 : Facteur de modification de résistance), et il est préférable de placer les éléments de structure en situation de classe 2 grâce à des systèmes de protection tels que bardages, couvertines, etc. [guide Setra, 2006].

*Tableau 3-2 : Facteur de modification de résistance*

Classe de service	Valeurs de $k_{\text{mod}}$ selon les classes de service et de durée de chargement				
	Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Enfin, on utilise les valeurs suivantes pour le calcul des déformations finales (Tableau 3-3).

*Tableau 3-3 : Facteur de modification de la déformation*

Matériau	Valeur de $k_{\text{def}}$ selon la classe de service		
	1	2	3
Bois massif, bois lamellé-collé, lamibois	0,60	0,80	2,00
Contreplaqué	0,80	1,00	2,50

## 3.2 Éléments tendus

### 3.2.1 Résistance en section

La résistance d'un petit échantillon de bois sans défaut est plus élevée en traction qu'en compression. Cependant, lorsque l'on passe à des éléments de structure, le constat est inversé à cause du caractère fragile de la rupture en traction d'une part, et de la **présence des défauts** inhérents au matériau bois d'autre part (nœuds principalement, mais aussi variations locales de l'orientation des fibres et donc des conditions locales d'anisotropie). La résistance en traction diminue donc en fonction de la longueur de l'élément et du volume sollicité, en raison de la plus grande probabilité qu'il contienne des défauts.

Enfin, c'est souvent la **vérification de la section au droit des assemblages** qui sera déterminante. En effet, contrairement aux barres comprimées qui peuvent être assemblées par contact, les barres tendues doivent être fixées aux extrémités par des moyens de liaison. Ces assemblages provoquent généralement des affaiblissements de section (à l'exception des pièces liées par collage) et donc, une augmentation des contraintes.

#### Dimensionnement selon l'Eurocode 5

Pour la **traction parallèle aux fibres**, l'Eurocode 5 prend en compte le phénomène décrit ci-dessus dans la définition de la valeur caractéristique de la résistance en traction (inférieure d'un quart à un tiers à celle en compression). Une majoration de la résistance est cependant possible pour les éléments de faible hauteur (tableau 3-4) (moins de risque d'avoir des points faibles) par le biais du coefficient de hauteur  $k_h$ . Dans le cas de traction parallèle aux fibres, il faut donc vérifier :

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} \leq f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \cdot k_h$$

Avec :

$\sigma_{t,0,d}$  : contrainte de calcul de traction axiale (MPa)

$N$  : effort de traction (N)

$A$  : aire de la pièce (mm<sup>2</sup>)

$f_{t,0,d}$  : valeur de calcul de la résistance en traction axiale (MPa)

$f_{t,0,k}$  : valeur caractéristique de la résistance en traction axiale (MPa)

$k_{\text{mod}}$  : facteur modificatif, fonction de la durée de charge et de la classe de service

$\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion des caractéristiques du matériau

$k_h$  : coefficient de hauteur détaillé dans le Tableau 3-4

Tableau 3-4 : Valeurs de  $k_h$  - Facteur de hauteur

$k_h$ pour le bois massif	$k_h$ pour le bois lamellé-collé
Si $h \geq 150$ mm, $k_h = 1$	Si $h \geq 600$ mm, $k_h = 1$
Si $h \leq 150$ mm, $k_h = \min ( 1,3 ; (150/h)^{0,2} )$	Si $h \leq 600$ mm, $k_h = \min ( 1,1 ; (600/h)^{0,1} )$
Avec $h$ la plus grande dimension de la section de la pièce en mm	

Pour la **traction perpendiculaire aux fibres**, il faut distinguer le bois massif du bois lamellé-collé pour lequel les valeurs caractéristiques sont données pour un volume de référence  $V_0$  (égal à  $0,01 \text{ m}^3$ ). Il faut donc vérifier :

- pour le bois massif :

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d}$$

Avec :

$\sigma_{t,90,d}$  : contrainte de calcul de traction transversale (MPa)

$f_{t,90,d}$  : valeur de calcul de la résistance en traction transversale (MPa)

- pour le bois lamellé-collé :

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} \left( \frac{V_0}{V} \right)^2$$

Avec :

$V_0$  : volume de référence (égal à  $0,01 \text{ m}^3$ )

$V$  : volume de l'élément

Cependant, étant donné les très faibles valeurs caractéristiques (de l'ordre de  $0,5 \text{ MPa}$ ), il faut considérer la résistance à la traction perpendiculaire comme quasi nulle en phase de conception.

Pour la **traction oblique**, exercée dans une direction faisant un angle  $\alpha$  avec la direction du fil du bois, il faut vérifier :

$$\sigma_{t,\alpha,d} \leq f_{t,\alpha,d}$$

Avec :

$\sigma_{t,\alpha,d}$  : contrainte de calcul de traction dans la direction faisant un angle  $\alpha$  avec la direction du fil du bois (MPa)

$f_{t,\alpha,d}$  : valeur de calcul de la résistance en traction transversale dans la direction faisant un angle  $\alpha$  avec la direction du fil du bois (MPa)

### 3.3 Éléments comprimés

Comme pour les éléments tendus, la résistance en compression diminue lorsque l'on passe du petit échantillon sans défaut aux éléments de structure plus grands intégrant les défauts naturels du bois. Cependant, pour des barres à faible élancement (compression pure), cette réduction est moins importante qu'en traction, puisqu'en compression la section reste totale autour d'une discontinuité (transmission des efforts par contact), et que le comportement est de type élasto-plastique. La **résistance en compression axiale** est alors sensiblement **supérieure à celle en traction axiale**.

Pour la compression perpendiculaire, le bois a des propriétés faibles par rapport à celles atteintes en compression axiale, entre quinze et vingt fois moindres. La compression transversale sur le bois est donc rapidement limitée par l'écrasement des fibres mais une distinction doit être faite entre les résineux et les feuillus. En effet, les résineux, avec leurs vaisseaux rectangulaires, ont une résistance très faible, alors que les feuillus, avec leurs vaisseaux plutôt cylindriques sont plus résistants. Ainsi, à résistances égales en flexion et en compression axiale, **un feuillu sera trois fois plus résistant en compression perpendiculaire qu'un résineux**.

#### Dimensionnement selon l'Eurocode 5

Pour la **compression axiale**, la vérification se résume à :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} \leq f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M}$$

Avec :

$\sigma_{c,0,d}$  : contrainte de calcul de compression axiale induite par la combinaison d'actions ELU (MPa)

$N$  : effort de compression (N)

$A$  : aire de la pièce (mm<sup>2</sup>)

$f_{c,0,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression axiale (MPa)

$f_{c,0,k}$  : valeur caractéristique de la résistance en compression axiale (MPa)

$k_{\text{mod}}$ : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service

$\gamma_M$ : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau

Pour la **compression perpendiculaire**, l'écrasement sera favorisé si la compression s'applique à proximité de l'extrémité de la poutre (Figure 3-1 : notations pour la vérification de la compression transversale). Ce phénomène est pris en compte par l'Eurocode 5 (Art. 6.1.5) en définissant un coefficient permettant de majorer la résistance en compression perpendiculaire dans le cas d'une distance d'avant bois suffisante (entre le bord de la poutre et l'application des charges). Ce coefficient se calcule de la façon définie dans le Tableau 3-5.

Figure 3-1 : notations pour la vérification de la compression transversale

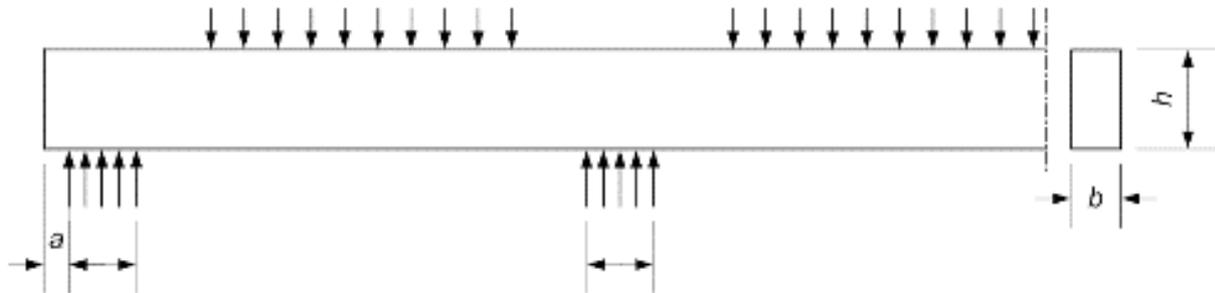


Tableau 3-5 : Valeurs de  $k_{c,90}$  - Facteur de compression perpendiculaire

Situation et géométrie	Formule de $k_{c,90}$
- Appuis extérieurs : si l'extrémité de la poutre dépasse des appuis d'une distance $a < h/3$	$k_{c,90} = \left( 2.38 - \frac{L}{250} \right) \left( 1 + \frac{h}{12L} \right)$
- Appuis intérieurs - Appuis extérieurs : si l'extrémité de la poutre dépasse des appuis d'une distance $a > h/3$	$k_{c,90} = \left( 2.38 - \frac{L}{250} \right) \left( 1 + \frac{h}{6L} \right)$
- Poutre dont la hauteur est inférieure à 2,5 fois l'épaisseur : $h < 2,5.b$	$k_{c,90} = \left( 2.38 - \frac{L}{250} \right) \sqrt{\frac{L_{ef}}{L}}$ $L_{ef} = 0,5 \cdot \left( L + \frac{2.h}{3} + L_s \right)$
- Poutre dont la hauteur est supérieure à 2,5 fois l'épaisseur : $h > 2,5.b$	$k_{c,90} = \frac{L_{ef}}{L}$ $L_{ef} = \begin{cases} L_s + \frac{2.h}{3} & \text{si } a > h/3 ; \max(L_{ef}) = 3.L_s \\ L_s + \frac{h}{3} & \text{si } a = 0 ; \max(L_{ef}) = 2.L_s \end{cases}$
- Poutre dont la hauteur est supérieure à 300 mm	$k_{c,90} = \frac{L_{ef}}{L}$ $L_{ef} = L_s + 0,268.h \text{ si } a > 0,134.h ; \max(L_{ef}) = 3.L_s$ $L_{ef} = L_s + 0,134.h \text{ si } a = 0 ; \max(L_{ef}) = 2.L_s$

Avec :

$L$  : longueur du rectangle de la surface d'appui (mm) (la largeur du rectangle étant l'épaisseur  $b$  de la poutre)

$h$  : hauteur de la poutre limitée à 200 mm

$L_{ef}$  : longueur efficace (mm)

$L_s$  : longueur de l'appui supérieur de la poutre (mm)

La vérification s'écrit alors :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F}{bd} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = k_{c,90} \cdot f_{c,90,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Avec :

$\sigma_{c,90,d}$  : contrainte de calcul de compression transversale (MPa)

$k_{c,90}$  : facteur de compression perpendiculaire

$F$  : effort de compression (N)

$b$  : épaisseur de la pièce (mm)

$d$  : longueur de l'appui de la pièce (mm)

$f_{c,90,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression transversale (MPa)

$f_{c,90,k}$  : valeur caractéristique de la résistance en compression transversale (MPa)

$k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service

$\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau

Pour la **compression oblique**, exercée dans une direction faisant un angle  $\alpha$  avec la direction du fil du bois, il faut vérifier :

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Avec :

$\sigma_{c,\alpha,d}$  : contrainte de calcul de compression dans la direction faisant un angle  $\alpha$  avec la direction du fil du bois (MPa)

$f_{c,\alpha,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression dans la direction faisant un angle  $\alpha$  avec la direction du fil du bois (MPa)

$f_{c,0,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression axiale (MPa)

$f_{c,90,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression transversale (MPa)

$k_{c,90}$  : facteur de compression perpendiculaire

$\alpha$  : angle entre la direction de l'effort axial et la direction longitudinale des fibres

### 3.3.1 Instabilité par flambement

La résistance en section ne sera en fait que rarement le critère fixant la résistance ultime d'une barre comprimée axialement, qui aura tendance à flamber avant cette valeur. La résistance de l'élément comprimé ne dépend donc pas uniquement de la résistance du matériau, mais également de sa rigidité en flexion, et fait alors intervenir le module d'élasticité du matériau.

#### Dimensionnement selon l'EC5 (Art. 6.3.2) :

La vérification d'une barre soumise à un effort normal de compression est assurée si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Avec :

$\sigma_{c,0,d}$  : contrainte de calcul de compression axiale (MPa)

$\sigma_{m,y,d}$  : contrainte de calcul de flexion correspondant à une déformation dans le plan xz

donc aux efforts projetés sur z (MPa) et une rotation autour de l'axe y

$\sigma_{m,z,d}$  : contrainte de calcul de flexion correspondant à une déformation dans le plan xy

$f_{c,0,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression axiale (MPa)

$f_{m,y,d}$  : valeur de calcul de la résistance en flexion de l'axe y (MPa)

$f_{m,z,d}$  : valeur de calcul de la résistance en flexion de l'axe z (MPa)

$k_m$  : coefficient de redistribution des contraintes maximales (due à la plastification) valant 0,7 pour une section rectangulaire

$k_{c,y}$  : coefficient de flambement d'axe y

$k_{c,z}$  : coefficient de flambement d'axe z

Où  $k_{c,y}$  ( $k_{c,z}$ ) est égal à 1 s'il n'y a pas de risque de flambement ; sinon coefficient de flambement le plus défavorable, selon l'axe y ou z.

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

Où  $\beta_c$  vaut 0,2 pour le bois massif et 0,1 pour le BLC et le LVL.

La prise en compte du flambement d'une pièce rectangulaire avec la même longueur de flambement dans les deux directions (y et z) dépend du coefficient  $\lambda_{rel}$ . Il y a risque de flambement si  $\lambda_{rel,max} > 0,3$  avec :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \text{ et } \lambda_y = \frac{m.L}{\sqrt{\frac{I_{Gy}}{A}}}$$

Avec :

$\lambda_{rel,y}$  : élancement relatif suivant l'axe y

$\lambda_y$  : élancement mécanique suivant l'axe y

$f_{c,0,k}$  : valeur caractéristique de la résistance en compression axiale (MPa)

$E_{0,05}$  : module d'élasticité axiale au 5<sup>e</sup> percentile (MPa)

$L$  : longueur de la barre (mm)

$A$  : aire de la pièce (mm<sup>2</sup>)

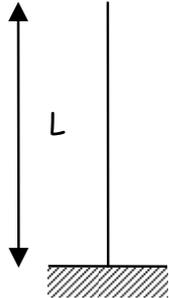
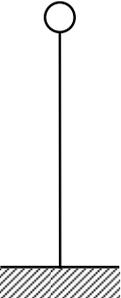
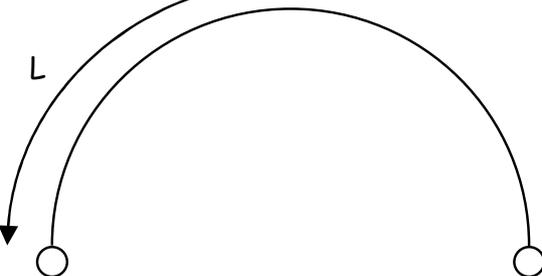
$I_{Gy}$  : Inertie de la section suivant l'axe y (horizontal) (mm<sup>4</sup>)

$m$  : coefficient permettant de définir la longueur de flambement ( $L_f = m.L$ ) en fonction des liaisons aux extrémités de la barre (Tableau 3-6).

On remarque que les valeurs caractéristiques de résistance en flexion sont supérieures à celles de la traction pure. Alors qu'en traction pure, l'ensemble de la section étant sollicitée, la présence d'un défaut dans un endroit quelconque de la section va faire

chuter la résistance, dans le cas de la flexion, le taux de contrainte maximale s'applique sur une faible partie de la section au niveau des fibres extrêmes. Un faible volume de matière a donc atteint cette valeur maximale ce qui réduit la probabilité d'être en présence d'une zone de plus faible résistance. Cela induit statistiquement une augmentation de la résistance caractéristique.

Tableau 3-6 : Valeurs de  $m$  - Coefficient de longueur de flambement

 <p>Barre encastrée-libre : <math>m = 2</math></p>	 <p>Barre bi-articulée : <math>m = 1</math></p>
 <p>Barre encastrée-articulée : <math>m = 0,7</math></p>	 <p>Barre bi-encastrée : <math>m = 0,5</math></p>
 <p>Arc à 2 ou 3 articulations : <math>m = 1,25</math></p>	

### 3.4 Eléments fléchis

#### 3.4.1 Résistance en section

La valeur de la résistance en section est applicable uniquement pour une poutre dont les dimensions ou les conditions d'appui ne permettent pas l'apparition de phénomènes d'instabilité. La poutre fléchit alors dans son plan de chargement et la contrainte de flexion qui résulte pour une section a pour valeur :

$$\sigma_m = \frac{My}{I} = \frac{M}{W}$$

Avec :

$\sigma_m$  : contrainte de flexion (MPa)

$M$  : moment fléchissant (MN.m)

$I$  : inertie (m<sup>4</sup>)

$W$  : module de flexion

Dimensionnement selon l'Eurocode 5 (Art. 6.1.6) :

Pour la section déterminante, la résistance en flexion sera garantie par l'équation suivante :

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} = f_{m,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} k_{sys} \cdot k_h$$

Avec :

$\sigma_{m,d}$  : contrainte de calcul de flexion (MPa)

$f_{m,d}$  : valeur de calcul de la résistance en flexion (MPa)

$f_{m,k}$  : valeur caractéristique de la résistance en flexion (MPa)

$k_h$  : facteur de hauteur

$k_{sys}$  : coefficient d'effet système ; l'effet système apparaît lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction (solives, fermes) sont sollicités par un même type de chargement réparti uniformément. La résistance de l'ensemble est alors supérieure à la résistance d'un seul élément pris isolément. Le coefficient est de 1,1.

Dans le cas d'une flexion déviée, la vérification de la résistance en section s'écrit :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \\ k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \end{array} \right\} \leq 1$$

Avec :

$\sigma_{m,y,d}$  : contrainte de calcul de flexion correspondant à une déformation dans le plan xz donc aux efforts projetés sur z (MPa) et une rotation autour de l'axe y

$f_{m,y,d}$  : valeur de calcul de la résistance en flexion sur l'axe y (MPa)

$k_m$  : coefficient de redistribution des contraintes maximales (due à la plastification) valant 0,7 pour une section rectangulaire

### 3.4.2 Instabilité par déversement

Comme dans le cas des barres comprimées, les barres fléchies sont exposées à un phénomène d'instabilité, lequel se produit au niveau de la membrure comprimée. Le calcul de la contrainte critique de déversement s'exprime, pour les pièces rectangulaires, en fonction du module longitudinal caractéristique, et des grandeurs géométriques. Cela permet de calculer un facteur de réduction de la résistance de calcul du bois, facteur qui est pris égal à l'unité dans le cas de l'empêchement de déplacement latéral de la face comprimée des poutres. Dans la pratique, une bonne conception du système secondaire permet de garantir la stabilisation au déversement du système primaire.

#### Dimensionnement selon l'Eurocode 5 (Art. 6.3.3) :

La vérification aux états limites ultimes d'une poutre fléchie doit permettre de garantir :

- la résistance en flexion, ainsi que la stabilité de la poutre au déversement,

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

Avec :

$\sigma_{m,d}$  : contrainte de calcul de flexion (MPa)

$f_{m,d}$  : valeur de calcul de la résistance en flexion (MPa)

$k_{crit}$  : coefficient d'instabilité provenant du déversement. Le calcul de ce coefficient s'effectue à partir de la contrainte critique de flexion  $\sigma_{m,crit}$  et de l'élanement relatif de flexion  $\lambda_{rel,m}$ . Le lecteur pourra se reporter aux détails du calcul dans le paragraphe 6.3.3 de l'EC5.

- la résistance au cisaillement,  $\tau_{v,d} = \frac{V_d W}{bI} \leq f_{v,d}$

Avec :

$\tau_{v,d}$  : contrainte de calcul de cisaillement (MPa)

$V_d$  : effort tranchant (kN)

$W$  : module de flexion (m<sup>3</sup>)

$I$  : inertie (m<sup>4</sup>)

$b$  : largeur (m)

$f_{v,d}$  : valeur de calcul de la résistance en cisaillement (MPa)

- la résistance en compression perpendiculaire aux fibres au niveau des appuis et l'introduction des charges ponctuelles (disposer éventuellement un talon en bois dur).

### 3.4.3 Vérification des déformations

Pour la majorité des poutres en bois travaillant en flexion, c'est le critère dimensionnant. L'ELS est vérifié lorsque la flèche provoquée par les actions reste inférieure à la flèche limite (Figure 3-2) :

$$\frac{W_{inst}}{W_{inst,lim}} \leq 1 ; \frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,lim}} \leq 1 ; \frac{W_{fin}}{W_{fin,lim}} \leq 1$$

Avec :

$W_{inst}$  : flèche instantanée

$W_{net,fin}$  : flèche totale finale mesurée sous les appuis

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c = W_{fin} - W_c$$

$W_{creep}$  : flèche différée provoquée par la durée de la charge et l'humidité du bois (le poids de la structure est pondéré par le coefficient  $k_{def}$ , les actions variables sont pondérées par les coefficients  $k_{def}$  et  $\psi_2$ )

$W_c$  : contre-flèche fabriquée

la flèche finale se calcule en additionnant les effets instantanés et différés de la charge permanente, de la charge variable dominante, de celles non dominantes, et pour les charges variables en prenant en compte l'effet de leur composante quasi permanente sur le fluage. Dans les formules ci-dessous, les indices  $G, Q_1, Q_{i(i>1)}$ , font respectivement références aux charges permanente, variable dominante, et variables non dominantes. La part quasi permanente d'une charge variable  $Q_i$  vaut  $\psi_{2,i} \cdot Q_i$ . Tandis que le produit  $\psi_{0,i} \cdot Q_i$  est la valeur de combinaison de l'action  $Q_i$  lorsqu'elle est considérée non dominante [Calgaro et Cortade, 2008]. Il vient :

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q1} + w_{fin,Qi}$$

et :

$$w_{fin,G} = w_{inst,G} (1 + K_{def})$$

$$w_{fin,Q1} = w_{inst,Q1} (1 + \psi_{2,1} K_{def})$$

$$w_{fin,Qi} = w_{inst,Qi} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} K_{def}) \quad \text{pour } i > 1$$

Figure 3-2 : définition des termes de flèche selon l'EC5

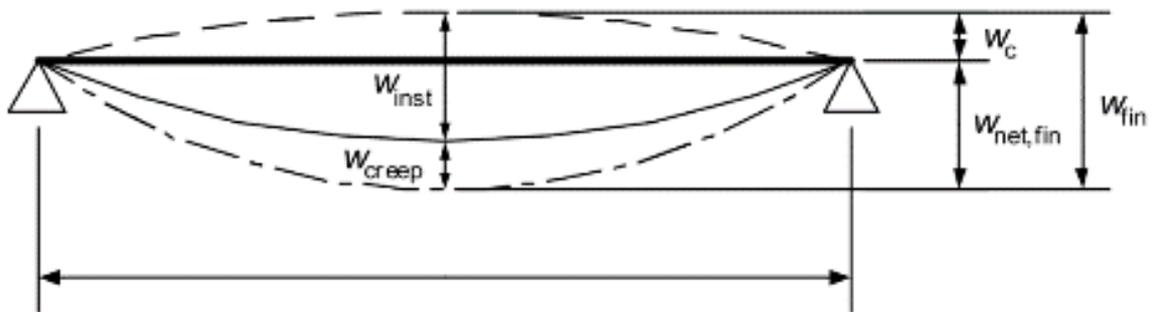


Tableau 3-7 : Valeurs limites recommandées par l'EC5 pour les flèches de poutres simples sur deux appuis

$w_{inst,lim}$	$w_{net,fin,lim}$	$w_{fin,lim}$
L/300 à L/500	L/250 à L/350	L/150 à L/300

Pour une flexion déviée, la flèche totale est égale à la somme vectorielle des flèches sur y et z :

$$w_{tot} = \sqrt{w_y^2 + w_z^2}$$

### 3.5 Éléments cisailés

Le cisaillement peut être la sollicitation dimensionnante pour les poutres courtes fortement chargées et les poutres entaillées, notamment au niveau des appuis et des assemblages.

### 3.5.1 Résistance en section

La distribution des contraintes provoquées par l'effort tranchant n'est pas uniforme dans la section et dépend de sa géométrie. La contrainte est maximale au niveau de la ligne moyenne ; elle doit rester inférieure à la contrainte de résistance :

$$\tau_d = \frac{k_f \cdot F_{v,d}}{b \cdot h_{ef}} \leq f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Si la poutre est entaillée au niveau de l'effort (appuis par exemple), la résistance sera diminuée par le coefficient  $k_v$  (EC5 § 6.5.2) :

$$\frac{\tau_d}{k_v} \leq f_{v,d}$$

Avec :

$\tau_d$  : contrainte de calcul de cisaillement (MPa)

$k_f$  : coefficient de géométrie de la section, égal à 3/2 pour une section rectangulaire et 4/3 pour une section circulaire

$F_{v,d}$  : effort tranchant (N)

$b$  : épaisseur de la pièce (mm)

$h_{ef}$  : hauteur réelle exposée au cisaillement c'est-à-dire hauteur de la section réduite (mm)

$f_{v,k}$  : contrainte caractéristique de résistance de cisaillement (MPa)

$f_{v,d}$  : valeur de calcul de la contrainte de cisaillement (MPa)

$k_v$  : coefficient d'entaillage qui traduit l'effet de concentration de contrainte provoqué par un usinage sur une zone sollicitée au cisaillement. Il doit être appliqué lorsque l'entaille de la poutre est dans la zone tendue et que la pente de l'entaille est supérieure à 10%. Ce coefficient vaut 1 si l'entaille est dans la zone comprimée ou si la pente de l'entaille est inférieure à 10%.

$k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service

$\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau

$$k_v = \min \left\{ 1; \frac{k_n \left( 1 + \frac{1,1 \cdot i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left( \sqrt{\alpha \cdot (1 - \alpha)} + 0,8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right\}$$

Avec :

$k_n$  : 5 pour le bois massif, 6,5 pour le bois lamellé-collé et 4,5 pour le lamibois

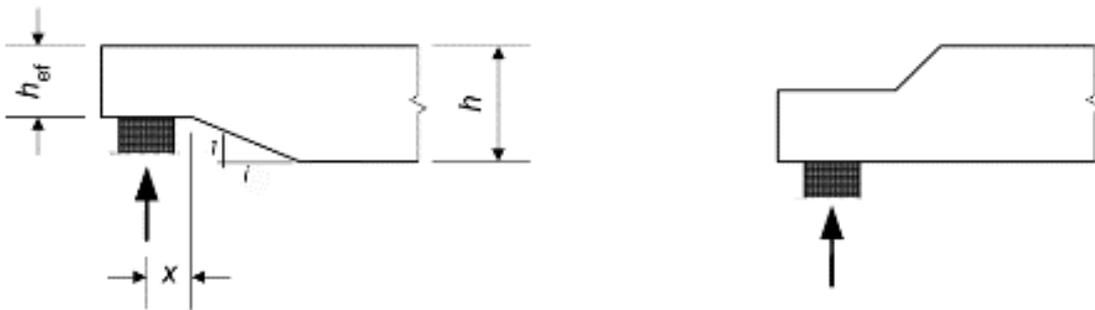
$i$  : 1/pente

$h$  : hauteur totale de la poutre (mm)

$x$  : distance entre le début de l'entaille et le milieu de la surface d'appui

$\alpha$  : rapport  $h_{ef} / h$  (Figure 3-3 Figure 1-1).

Figure 3-3 : définition des termes pour une poutre entaillée (EC5, §6.5.2)



### 3.6 Éléments soumis à une interaction flexion/effort normal

#### 3.6.1 Flexion et traction axiale combinées

Dans le cas d'une barre soumise à la traction axiale et à la flexion combinées, le comportement mécanique reste élastique fragile. L'interaction est donc linéaire, et la vérification de la résistance est basée sur la sommation des taux de contraintes engendrés par chaque sollicitation, par rapport au niveau ultime de la résistance :

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Avec :

$\sigma_{m,d}$  : contrainte de calcul de flexion (MPa)

$f_{m,d}$  : contrainte de calcul de résistance en flexion (MPa)

$\sigma_{t,0,d}$  : contrainte de calcul de traction axiale (MPa)

$f_{t,0,d}$  : contrainte de calcul de résistance en traction axiale (MPa)

Il faut aussi bien entendu vérifier la déformation (ELS). Celle-ci est identique à celle de la poutre soumise à la flexion simple.

### 3.6.2 Flexion et compression axiale combinées

Des études de modélisation du comportement mécanique des barres soumises à la flexion et à la compression, basées sur le comportement fragile du bois en flexion, ont montré un effet positif de l'interaction. Le comportement interactif se traduit en fait par une phase élasto-plastique moins fragile que dans le cas de la flexion simple, spécialement pour les poutres de qualités inférieures (initialement plus fragiles).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 \leq 1$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \end{array} \right\} \leq 1$$

Avec :

$\sigma_{c,0,d}$  : contrainte de calcul de compression axiale (MPa)

$f_{c,0,d}$  : contrainte de calcul de résistance en compression axiale (MPa)

$k_{c,z}$  : coefficient de flambement d'axe z

$\sigma_{m,d}$  : contrainte de calcul de flexion (MPa)

$f_{m,d}$  : contrainte de calcul de résistance en flexion (MPa)

$k_{crit}$  : coefficient d'instabilité provenant du déversement

$\sigma_{m,y,d}$  : contrainte de calcul de flexion correspondant à une déformation dans le plan xz donc aux efforts projetés sur z (MPa) et une rotation autour de l'axe y

$f_{m,y,d}$  : contrainte de calcul de résistance en flexion de l'axe y (MPa)

$k_m$  : coefficient de redistribution des contraintes maximales (due à la plastification) valant 0,7 pour une section rectangulaire

### 3.7 Comportement différé et fatigue

Les charges dues au trafic routier induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquence élevées ; il y a donc un risque d'endommagement en fatigue. Les charges transmises par les roues des véhicules aux éléments d'un tablier de pont ont un caractère dynamique dû à leurs masses suspendues, aux irrégularités de la chaussée ou de la voie et à la réponse dynamique du tablier. En général, l'amplification dynamique est plus forte au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, par exemple près des joints de dilatation aux extrémités d'un pont-route.

#### 3.7.1 Fatigue

L'Eurocode 5 préconise d'effectuer une vérification en fatigue si le taux de travail  $K$  défini ci-dessous est supérieur à :

- 0,6 en compression perpendiculaire ou parallèle au fil
- 0,2 en flexion ou en traction
- 0,15 en cisaillement

$$K = \frac{|\sigma_{d,\max} - \sigma_{d,\min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}}$$

Avec :

$\sigma_{d,\max}$  : contrainte de calcul maximale pour le modèle de charge de fatigue

$\sigma_{d,\min}$  : contrainte de calcul minimale pour le modèle de charge de fatigue

$f_k$  : résistance caractéristique correspondante

$\gamma_{M,fat}$  : coefficient partiel en fatigue

Le modèle de charge de fatigue est établi à partir de charges réduites par rapport au modèle de charge statique (cf. norme NF EN 1991-2). Si la condition sur  $K$  n'est pas vérifiée, il faut s'assurer que :

$$\sigma_{d,\max} \leq f_{fat,d} = k_{fat} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}$$

$$\text{Où } k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a \cdot (b-R)} \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0$$

Avec :

$\sigma_{d,\max}$  : contrainte de calcul maximale pour le modèle de charge de fatigue

$f_{fat,d}$  : contrainte de résistance pour le modèle de charge de fatigue

$k_{fat}$  : facteur de modification de fatigue

$R = \sigma_{d,\min} / \sigma_{d,\max}$

$N_{obs}$  : nombre de cycles par an d'amplitude constante

$t_L$  : durée d'utilisation de la structure étudiée (en général, 100 ans)

$\beta$  : coefficient dépendant des conséquences de l'endommagement de l'élément structural étudié (conséquences importantes : 3 ; sans conséquences importantes : 1)

$a, b$  : coefficients fonction du type de sollicitation de fatigue

### 3.7.2 Fluage et recouvrance

Le fluage est le développement de déformations différées du matériau sous l'action de contraintes mécaniques. Le phénomène est pris en compte dans la vérification des flèches, comme expliqué au paragraphe 3.4.3. Le fluage est cependant influencé par l'humidité du bois. Ainsi, le module de déformation du bois prend différentes valeurs à l'infini selon l'humidité relative du milieu dans lequel se trouve la structure. Dans le cas d'un milieu humide, correspondant à la classe de service 3, le module moyen donné par l'EN 1995-1, paragraphe 2.3.2.2 et tableau 3.2, est divisé par 3 pour le bois massif et le bois lamellé collé. Par ailleurs, on constate que des variations d'humidité provoquent une déformation supplémentaire de fluage selon le phénomène nommé mécanisme mécanosorptif (Navi *et al.* 2005), mais cette composante n'est pas prise en compte dans la norme européenne. Dans le cas d'une structure mixte associant le bois et un autre matériau (béton par exemple), le comportement différé doit prendre en compte la perte de rigidité différée, éventuelle, de la connexion entre les 2 matériaux. Cet aspect est abordé au chapitre 7. Remarquons que le module différé d'un béton ordinaire subit à peu près les mêmes baisses à cause du fluage.

Si les contraintes disparaissent, une partie des déformations acquises disparaissent avec le temps en plus du retour élastique. Ce phénomène s'appelle la recouvrance.

### 3.8 Comportement dynamique

Dans ce paragraphe sont exposées des recommandations générales sur la conception dynamique des ouvrages d'art.

#### 3.8.1 Effets du vent

Les ouvrages en bois sont généralement plus sensibles au vent que d'autres (ils sont plus légers, ont plus de surface exposée en raison de sections plus importantes, etc.). Il est donc nécessaire de prévoir convenablement leur réponse aux actions aérodynamiques (en service et au cours des phases de construction). Les phénomènes aérodynamiques à étudier lors de la conception des ponts sont notamment :

- les instabilités aérodynamiques (divergence statique, flottement) pouvant conduire à la destruction de l'ouvrage
- la réponse à la turbulence (échappements tourbillonnaires, vents latéraux, phénomènes d'excitation paramétrique et d'action conjointe vent + pluie) pouvant conduire à l'inconfort des usagers et une diminution de la fiabilité et de la durabilité de l'ouvrage (fatigue)

#### 3.8.2 Effets des charges d'exploitation

La méthodologie générale d'analyse dynamique d'un pont ou d'une passerelle peut se décomposer suivant sept grandes étapes :

- Etape 1 : Evaluation du niveau de trafic
- Etape 2 : Choix du niveau de confort
- Etape 3 : Détermination des fréquences et de la nécessité de mener ou non un calcul dynamique avec des cas de charges dynamiques
- Etape 4 : Calcul avec les cas de charges dynamiques
- Etape 5 : Vérifications préliminaires
- Etape 6 : Vérifications ELS et ELU spécifiques au comportement dynamique
- Etape 7 : Epreuves de l'ouvrage

Les étapes 1 à 2 sont à la charge du Maître d'ouvrage, les concepteurs et les bureaux d'études sont concernés par les étapes 3 à 6.

#### Norme Eurocode 5 :

L'annexe B de la partie 2 de l'Eurocode 5 traite uniquement de vibrations induites par les piétons sur des passerelles bois constituées de poutres ou treillis simplement appuyées. Elle donne les accélérations verticale et horizontale à considérer.

Vibrations verticales :

Pour une personne traversant la passerelle :

$$a_{vert,1} = \begin{cases} \frac{200}{M \cdot \zeta} & \text{Pour } f_{vert} < 2,5 \text{ Hz} \\ \frac{100}{M \cdot \zeta} & \text{Pour } 2,5 \text{ Hz} < f_{vert} < 5 \text{ Hz} \\ \frac{600}{M \cdot \zeta} & \text{Pour une personne courant sur la passerelle,} \\ & 2,5 \text{ Hz} < f_{vert} < 3,5 \text{ Hz} \end{cases}$$

Avec :

$M$  : masse totale du pont (kg)

$\zeta$  : coefficient d'amortissement

$f_{vert}$  : fréquence fondamentale pour les modes de déformations verticales de la passerelle

Pour un groupe de piétons :

$$a_{vert,n} = 0,23 \cdot a_{vert,1} \cdot n \cdot k_{vert}$$

Avec :

$n$  : nombre de piétons ( $n = 13$  pour un groupe isolé de piétons ;  $n = 0,6 \cdot A$  pour un flot continu de piétons, où  $A$  est l'aire du tablier)

$k_{vert}$  : coefficient fonction de  $f_{vert}$

Vibrations horizontales :

Pour une personne traversant la passerelle :

$$a_{hor,1} = \frac{50}{M \cdot \zeta} \text{ Pour } 0,5 \text{ Hz} < f_{hor} < 2,5 \text{ Hz}$$

Avec :

$f_{hor}$  : fréquence fondamentale de vibration horizontale de la passerelle

Pour un groupe de piétons :

$$a_{hor,n} = 0,18 \cdot a_{hor,1} \cdot n \cdot k_{hor}$$

Avec :  $k_{hor}$  coefficient fonction de  $f_{hor}$ .

### 3.8.3 Modes d'amélioration du comportement dynamique

Il existe principalement trois démarches pour améliorer le comportement au vent des ouvrages :

- augmenter la rigidité
- augmenter l'amortissement
- modifier les caractéristiques aérodynamiques

L'approche classique consiste à faire en sorte que les capacités intrinsèques d'amortissement de la structure permettent de réduire les vibrations. Cependant, ceci est rarement le cas et il devient nécessaire d'augmenter l'amortissement en ajoutant des dispositifs complémentaires. Ces derniers se classent en deux grandes familles (Tableau 3-8).

- les dispositifs passifs : ils ne demandent aucune source d'énergie extérieure pour fonctionner et utilisent la réponse de la structure pour générer des forces qui contrôlent les vibrations à l'endroit où ils sont installés ;
- les dispositifs actifs ou semi-actifs : ils requièrent un apport d'énergie extérieur plus ou moins grand pour générer des forces réduisant les vibrations. Dans le cas des systèmes actifs, les forces de contrôle sont générées par des actionneurs électro-hydrauliques ou électromécaniques. Dans le cas des systèmes semi-actifs, ce sont les vibrations de la structure qui sont utilisées pour développer les forces de contrôle (comme dans les systèmes passifs), l'amplitude étant ajustée par la source d'énergie externe (une batterie en général) et déterminée par un asservissement mesurant l'excitation ou la réponse.

*Tableau 3-8 : Moyens de dissipation des charges dynamiques*

Dissipation passive	Dissipation active ou semi-active
amortisseurs métalliques	systèmes à bracons actifs
amortisseurs à friction	amortisseurs à masse variable
amortisseurs viscoélastiques	systèmes à amortisseurs ou rigidité variable
amortisseurs visqueux	matériaux « intelligents »
amortisseur dynamique accordé (masse)	
amortisseur dynamique accordé (liquide)	

Une autre approche consiste à diminuer les périodes propres de vibration de la structure, car plus celles-ci sont grandes, plus les effets du vent seront majorés. Il faut pour cela rigidifier la structure ou l'alléger : concevoir des tabliers larges et rigides en torsion par exemple. Il existe ainsi plusieurs moyens d'augmenter la fréquence des vibrations de torsion d'un tablier : augmenter l'inertie de torsion.

**Pour en savoir plus****Normes de références et leur annexe nationale :**

- NF EN 1990
- NF EN 1991
- NF EN 1995-1
- NF EN 1995-2
- NF EN 1995-2 Annexe B (informative)

**Bibliographie :**

- Foucriat J.C., Crémona C., (2002) *Comportement au vent des ponts*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, AFGC, 496 pages.
- *Guide technique*, (2006) *Ponts en bois, comment assurer leur durabilité*, SETRA, Sourdin.
- Benoit Y., Legrand B., Tastet V., (2011) *Calcul des structures en bois*, Eyrolles & Afnor, 510 pages.
- Natterer J., Sandoz J.L., Rey M., (2011), *Traité de Génie Civil, Volume 13, Construction en bois*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Calgaro J.A., Cortade J., (2008) *Application de l'eurocode 2, calcul des bâtiments en béton*, Chapitre 2 l'Eurocode NF EN 1990 "bases de calcul des structures", Chapitre 3 l'Eurocode NF EN 1991 "actions sur les structures". 309 pages.
- Navi P., Heger F., (2005) *comportement thermo hydro-mécanique du bois, applications technologiques et dans les structures*, presses polytechnique et universitaires romanes, Lausanne, 298 pages.



Pont de Chavanon. Photo P. Allègre

## 4 ASSEMBLAGES

Les matériaux employés en construction (bois, béton, acier, etc.) ne sont pas adaptés à tous les types de sollicitation ; c'est pourquoi, **à chaque structure ou partie de structure doit correspondre le matériau le mieux adapté**. En faisant travailler chaque matériau dans son domaine de prédilection, on améliore ainsi le fonctionnement et l'économie de la structure. L'association de deux matériaux ou, plus généralement, de deux parties de structure pose alors la question de leur connexion.

Dans le cas des structures en bois, la conception des assemblages entre éléments constitue un point majeur vis-à-vis de l'aptitude en service et de la durabilité des ouvrages. La sélection d'un mode d'assemblage ne résulte pas seulement des conditions de sollicitation et de résistance. Ce choix doit tenir compte des spécificités d'un projet telles que les aspects architecturaux, le coût de la structure et le procédé de fabrication. Cependant, un principe général peut être énoncé : plus un assemblage est simple et plus le nombre d'organes est petit, meilleure est la solution structurale. De plus, un minimum de redondance est souhaitable pour éviter les ruptures en chaîne. Il est important de noter que la capacité résistante des organes ne constitue pas toujours la condition dimensionnante pour l'assemblage. La configuration de celui-ci peut induire des contraintes supplémentaires dans les éléments. Il faut noter également que la raideur des assemblages est importante à prendre en compte dans l'évaluation du comportement global de l'ouvrage. Enfin, s'il existe toujours une multitude de configurations possibles pour un assemblage, seules quelques-unes pourront **associer durabilité, intérêt économique et intégration architecturale** dans les exigences générales du projet.

Ce chapitre traite essentiellement des assemblages bois/bois.

### 4.1 Conception générale des assemblages

**Les assemblages gouvernent souvent le dimensionnement des membrures**, ce qui explique la sensibilité de la conception sur les coûts finaux. D'un point de vue rhéologique, les assemblages en structure bois ont un comportement élasto-plastique, ce qui les rend particulièrement efficaces pour amortir des sollicitations dynamiques telles que les charges de trafic.

Dans la majorité des cas, les désordres observés dans les ouvrages d'art en bois proviennent des défaillances des assemblages, du fait d'une mauvaise conception, d'un sous-dimensionnement ou d'un défaut d'exécution. Les principaux facteurs à prendre en compte sont :

- **les types et l'intensité des efforts à transmettre** : compression, traction, flexion, cisaillement ; charges statiques ou dynamiques ;
- **la géométrie des éléments à lier** : alignés, obliques, à angle droit ;

- **le type de section des barres à lier** : rectangulaire, circulaire, etc. ;
- **les exigences de montage** (préfabrication, accès) **et d'esthétique** (assemblages visibles / non visibles) ;
- **les risques liés à l'humidité**. Ce sont le gonflement et le retrait du bois qui constituent les principaux risques : les variations d'humidité engendrent des variations dimensionnelles des pièces, notamment dans le sens transversal. Dans la zone bloquée par les organes d'assemblage, ces variations créent des contraintes de traction perpendiculaire pouvant endommager les pièces en bois (fendage). Pour supprimer ou limiter le risque de fendage, la surface de l'assemblage doit être limitée. Les organes doivent être regroupés autant que possible dans les zones appropriées des éléments assemblés ; les organes passifs, utilisés pour maintenir les pièces, doivent être installés dans des trous ovalisés pour permettre le retrait et le gonflement des pièces. Dans le cas de connecteurs métalliques, les aspects relatifs à la corrosion sont incontournables en milieu agressif ou exposé. La règle de base est de supprimer toute possibilité de rétention d'eau dans les zones d'assemblage. Un système de couverture par exemple constitue une protection efficace vis-à-vis du soleil et de l'eau. Le concepteur doit également examiner la compatibilité des métaux avec les produits de traitement du bois (par exemple, lorsque le bois est traité avec des produits à base de cuivre, les composants en acier ou en aluminium sont menacés) ;
- **les risques liés au feu**. La tendance actuelle est d'insérer les composants dans les pièces en bois pour les protéger, ce qui permet par ailleurs de répondre à des préoccupations esthétiques.

Les principaux écueils à éviter sont :

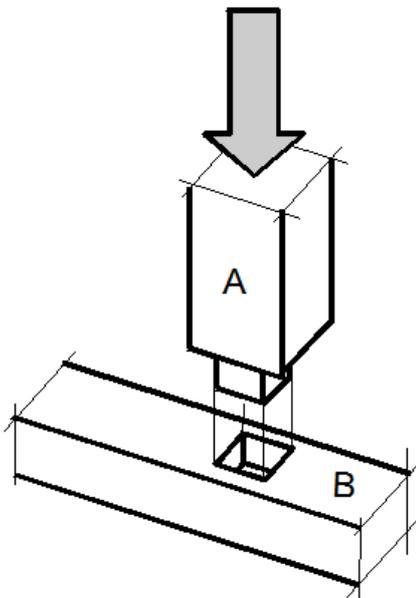
- **la combinaison de différents assemblages pour reprendre un même effort** : la déformabilité pouvant être très variable selon l'assemblage, certains assemblages seront inefficaces s'ils sont associés à d'autres. La compatibilité des déformations implique que ce sont les assemblages les plus rigides qui sont les plus sollicités. L'assemblage collé est le plus rigide et élimine les jeux initiaux ;
- **les excentricités dans les assemblages** : dues à la géométrie des pièces et de la liaison, elles provoquent des efforts supplémentaires (essentiellement de la flexion). Pour les structures porteuses, et plus particulièrement pour les éléments fortement sollicités, les assemblages et les pièces doivent avoir une disposition symétrique et concentrique. Une disposition correcte des éléments et des organes d'assemblage permet souvent de supprimer les excentricités. Sinon, le dimensionnement doit prendre en compte les sollicitations secondaires (moment, effort tranchant et effort normal) induites sur les organes et dans les éléments assemblés ;
- **la traction perpendiculaire aux fibres** : le bois ayant une résistance quasi nulle à cette sollicitation, elle devra être fortement limitée et la zone sollicitée sera renforcée si besoin.

Enfin, l'attention devra être portée sur le comportement à la fatigue des assemblages, aussi bien du point de vue de la pièce de connexion (tirefond, tige, etc.) que de celui des pièces de bois connectées (pour la vérification des assemblages à la fatigue, se reporter au § 3.6.1.). L'ensemble des formules utilisées dans ce chapitre (et dans le guide) pour le dimensionnement des assemblages sont extraites de l'Eurocode 5.

## 4.2 Transmission d'efforts de compression

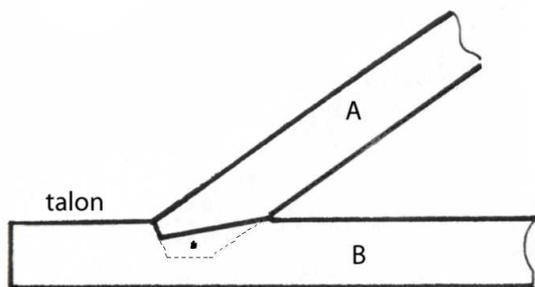
Il s'agit principalement des assemblages traditionnels bois/bois : tenons, mortaises, embrèvements (Figure 4-1 et Figure 4-2). Issus d'un savoir-faire empirique accumulé au fil des millénaires, les assemblages traditionnels regroupent de multiples traiterons ici que des assemblages par contact (embrèvements notamment) qui sont pratiquement les seuls couramment utilisés dans les structures d'ouvrages d'art. Ceux-ci font intervenir les résistances à la compression (axiale ou transversale).

Figure 4-1 : Assemblages à tenons et mortaises



Une pièce A vient buter contre une pièce B d'axe perpendiculaire ; A supporte une compression axiale, B une compression transversale (compression en général localisée). La section d'appui doit être suffisante pour que la contrainte de sécurité à la compression transversale ne soit pas dépassée. L'équarrissage de A est donc déterminé par cette dernière, et non par la contrainte de compression axiale qu'elle supporte.

Figure 4-2 : Assemblage à embrèvement



Une pièce A vient buter contre une pièce B, d'axe oblique par rapport à A ; A supporte une compression axiale, B est soumise de ce fait à une compression transversale et une compression longitudinale qui détermine en même temps une contrainte de cisaillement sur le talon en arrière de l'assemblage. Celui-ci doit avoir une longueur suffisante.

**Ces assemblages doivent être réalisés de telle sorte que les pièces soient bien ajustées, sans jeu, et portent exactement sur toute la section d'appui (épaulements et fonds des mortaises).** Le principe de vérification consiste à déterminer les actions locales sur les différents plans de contact puis à effectuer la vérification des contraintes pour chaque plan de rupture. Il faut vérifier les sollicitations de compression oblique ainsi que le cisaillement longitudinal ou roulant (cisaillement perpendiculaire au fil du bois). La vérification de la zone d'assemblage en traction s'effectue sur la section nette, celle en cisaillement dû à la flexion en tenant compte de la diminution de hauteur de la section. Ces assemblages conduisent à de forts équarrissages des pièces, en raison de ce qui précède et des fortes entailles qui diminuent la section nette des pièces.

D'éventuelles tractions faibles peuvent être reprises par des moyens de liaison supplémentaires. Les déplacements latéraux ainsi que les efforts dus au montage doivent être empêchés par un boulon ou un tenon (ce dernier représentant néanmoins un affaiblissement de la surface d'assemblage).

### Embrèvement simple

Cet assemblage n'est pas décrit dans l'Eurocode 5. Les vérifications données ci-dessous portent sur la vérification des contraintes. En principe, l'angle de taille est égal à la bissectrice de l'angle obtus entre les deux pièces. Cet usinage optimise les performances de l'assemblage en provoquant un taux de contrainte identique sur les deux abouts (Figure 4-3).

- Vérification de la contrainte de compression oblique sur l'about :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_d \cdot \cos^2\left(\frac{\beta}{2}\right)}{b_{ef} \cdot t_v} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Avec :

$\sigma_{c,\alpha,d}$  : valeur de calcul de la contrainte de compression (MPa)

$F_d$  : effort normal dans l'arbalétrier (N)

$b_{ef}$  : largeur du talon égale à l'épaisseur de l'arbalétrier (mm)

$t_v$  : profondeur de l'embrèvement (mm) :  $h/6 < t_v < h/4$

$\beta$  : angle entre l'arbalétrier et l'entrait

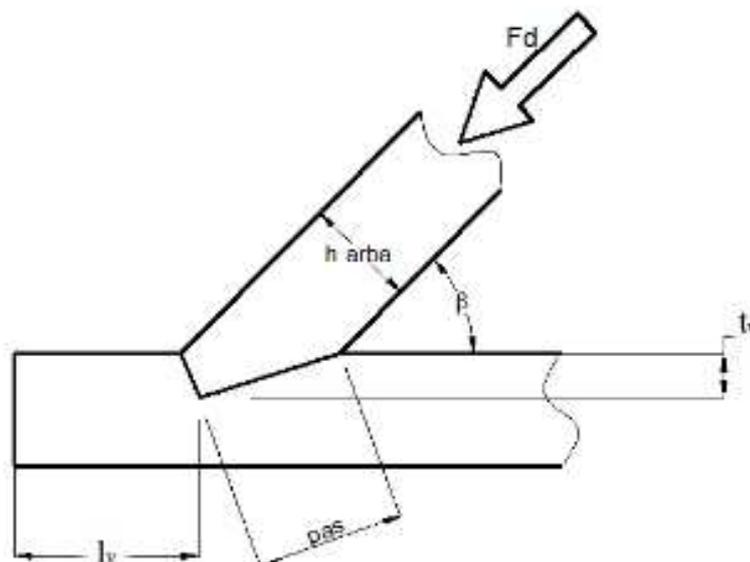
$k_{c,90} = 1$  pour un embrèvement

$f_{c,\alpha,d}$  : valeur de calcul de la résistance du bois pour une force orientée d'un angle  $\alpha$  par rapport au sens longitudinal des fibres du bois (MPa)

$f_{c,0,d}$  : valeur de calcul de la résistance du bois selon le sens longitudinal des fibres du bois (MPa)

$f_{c,90,d}$  : valeur de calcul de la résistance du bois selon le sens perpendiculaire au fibres du bois (MPa)

Figure 4-3 : Calcul d'en embrèvement simple



- Vérification de la contrainte de cisaillement longitudinal dans le talon :

$$\tau_d = \frac{F_d \cdot \cos \beta}{b_{ef} \cdot l_v} \leq f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Avec :

$\tau_d$  : valeur de calcul de la contrainte de cisaillement (MPa)

$f_{v,k}$  : valeur caractéristique de la résistance au cisaillement (MPa)

$f_{v,d}$  : valeur de calcul de la résistance au cisaillement (MPa)

$l_v$  : longueur du talon (mm)

$k_{mod}$  : facteur de modification de la résistance (dépend de la classe de service)

$\gamma_M$  : coefficient partiel pour la propriété du bois (incertitudes de modélisation et géométriques)

- Vérification de la contrainte de compression oblique sur le pas :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_d \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{\left(\frac{h_{arba}}{\sin \beta} - t_v \cdot \tan\left(\frac{\beta}{2}\right)\right) \cdot \frac{b_{ef}}{\cos \gamma}} \leq f_{c,\alpha,d}$$

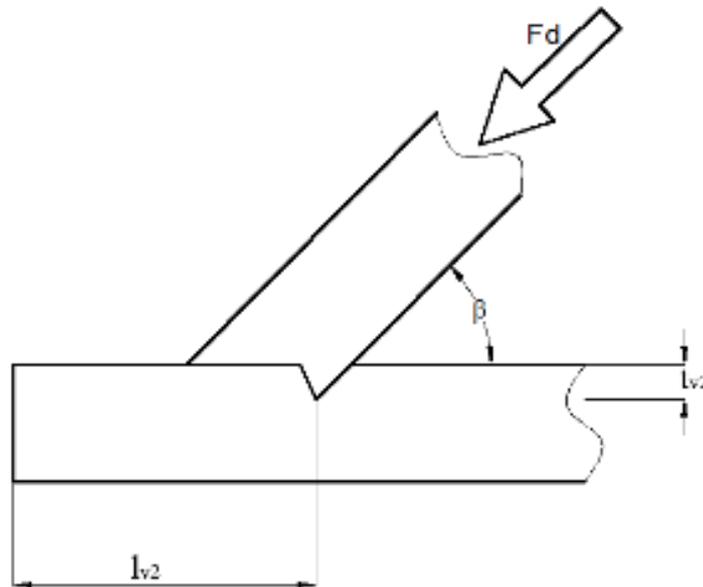
### Embrèvement arrière (Figure 4-4)

- Vérification de la sécurité structurale de l'embrèvement décalé :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_d \cdot \cos \beta}{b_{ef} \cdot t_{v2}} \leq f_{c,\alpha,d}$$

$t_{v2}$  : profondeur de l'embrèvement défini sur la Figure 4-4.

Figure 4-4 : Calcul d'un embrèvement arrière



**Embrèvement double**

En compression, l'embrèvement double permet de transmettre un effort équivalent à la somme des efforts de deux embrèvements simples, à condition que les deux bouts soient simultanément en contact. Les deux plans de cisaillement doivent être décalés et la résistance en cisaillement est limitée par la résistance selon le plus grand plan de cisaillement (cisaillement arrière).

**Tenon-mortaise**

Il faut vérifier les sollicitations de compression transversale et oblique, le cisaillement du tenon et l'épaulement de la mortaise (Figure 4-5)

- Vérification de la contrainte de compression transversale sur les joues de la mortaise :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N}{\frac{h}{\sin \beta} \cdot (b - e)} \leq f_{c,90,d}$$

Avec :

$\sigma_{c,90,d}$  : valeur de calcul de la contrainte de compression (MPa)

$N$  : effort normal au plan de contact (N)

$h$  : hauteur de la traverse (mm)

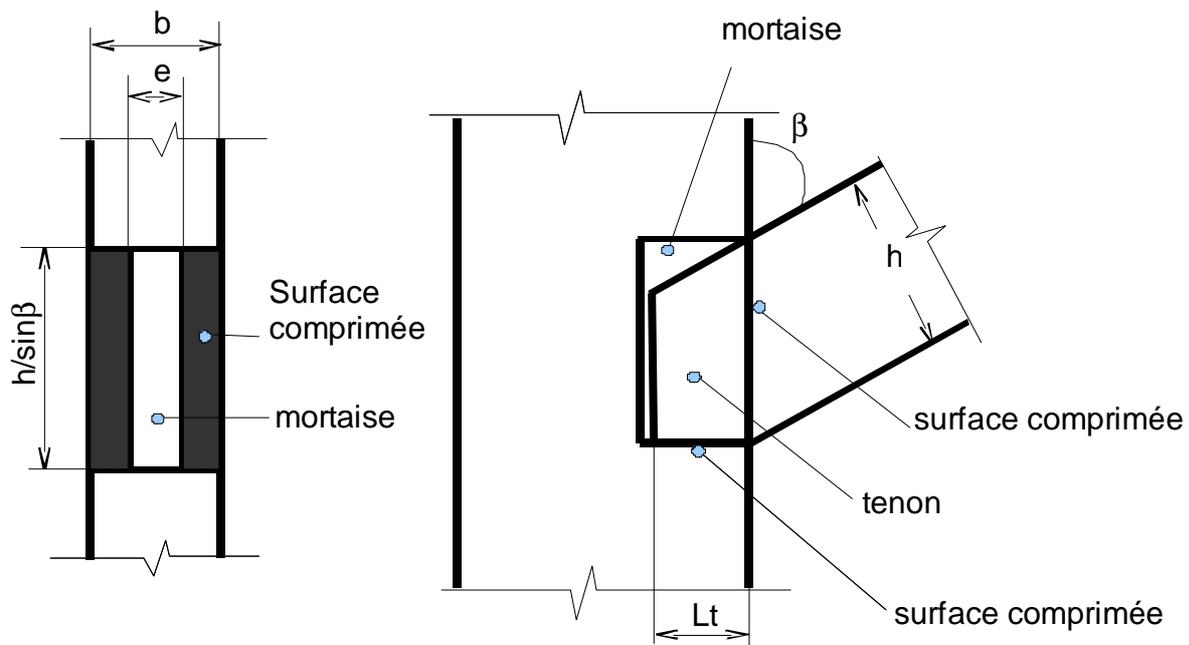
$\beta$  : angle aigu entre la traverse et le montant

$b$  : épaisseur de la traverse (mm)

$e$  : épaisseur du tenon (mm), en général,  $e \approx b/3$

$f_{c,90,d}$  : valeur de calcul de la résistance en compression transversale du bois (MPa)

Figure 4-5 : Calcul d'un tenon-mortaise



- Vérification de la contrainte de compression oblique sur le chant du tenon :

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{T}{L_t \cdot e} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Avec :

$\sigma_{c,\alpha,d}$  : valeur de calcul de la contrainte de compression oblique suivant l'angle  $\alpha$

$f_{c,0,d}$  : valeur de calcul de la résistance du bois selon le sens longitudinal des fibres du bois (MPa)

$f_{c,90,d}$  : valeur de calcul de la résistance du bois selon le sens perpendiculaire au fibres du bois (MPa)

$T$  : composante verticale de l'effort dans la membrure oblique (N)

$L_t$  : longueur du tenon (mm)

$$\text{et } \alpha = \frac{\pi}{2} - \beta$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement du tenon :

$$\tau_d = \frac{T}{\frac{h}{\sin \beta} \cdot e} \leq f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M}$$

Avec :

$\tau_d$  : contrainte de calcul de cisaillement (MPa)

$T$  : composante verticale de l'effort dans la membrure oblique (N)

$f_{v,k}$  : valeur caractéristique de la résistance au cisaillement (MPa)

$k_{\text{mod}}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service

$\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau

### 4.3 Transmission d'efforts de traction

**Ces efforts sont transmis exclusivement par des organes métalliques.**

Il existe deux modes de transfert des efforts :

- **les connecteurs de type tige cylindrique**, pour lesquels le transfert des efforts est assuré par la résistance à l'écrasement du bois et par la résistance en cisaillement et en flexion des tiges. Cette catégorie regroupe principalement les clous, les broches, les boulons et les vis. A ces assemblages les plus couramment utilisés, il faut ajouter les assemblages avec tiges encollées ;
- **les connecteurs de surface**, pour lesquels le transfert des efforts est essentiellement conditionné par le comportement du bois, mobilisé sur un plus grand volume situé en surface. Cette catégorie regroupe principalement les anneaux, crampons et plaques dentées et sont plutôt utilisés pour la transmission d'efforts de cisaillement ou lorsque les efforts à transmettre sont importants ;

Les facteurs dont dépendra la résistance de l'assemblage sont les suivants :

- **les caractéristiques du moyen d'assemblage** : résistance et module d'élasticité des éléments métalliques, diamètre du connecteur et élancement géométrique ;
- **les caractéristiques des pièces à assembler** : l'essence, dont dépendra la résistance, et le module d'élasticité du bois ; les conditions de cisaillement des connecteurs (assemblage bois/bois, bois/acier ou bois/béton) : par exemple, l'utilisation de plaques métalliques, pour des assemblages cloués ou brochés, permet d'obtenir des conditions d'appui plus favorables par un encastrement partiel des connecteurs, réduisant ainsi leur élancement ;

- **la géométrie** : l'angle entre l'effort à transmettre et la direction des fibres ; le fait que l'effort oblique engendre sur le bois, au niveau des connecteurs, des contraintes de traction perpendiculaires aux fibres conduisant à un mode de rupture fragile implique que la définition de la capacité résistante du connecteur doit être faite en fonction de l'angle entre l'effort transmis par le connecteur et les fibres du bois ;
- la disposition des moyens d'assemblage : lorsque l'écartement entre les moyens d'assemblage ou les distances aux bords sont inférieurs aux recommandations, le risque de fissuration du bois augmente, d'où la définition d'espacements minimaux ;
- la pénétration et l'épaisseur des pièces à assembler ; les moyens d'assemblage alignés dans le sens de la force F ;
- **la mise en œuvre** : la mise en place avec ou sans préperçage, le perçage avec ou sans jeu : la pose sans préperçage s'applique uniquement aux clous de petits diamètres et pour les bois résineux ; l'effet de l'hygroscopie et la durée de chargement.

Principe de vérification :

Le dimensionnement d'un assemblage consiste d'une part à s'assurer que le nombre de connecteurs mis en œuvre permette de transmettre les différents efforts, et d'autre part que l'affaiblissement des éléments assemblés (sections réduites) ne remette pas en cause leur propre dimensionnement. Il faut donc toujours effectuer la **double vérification : connecteur et membrure bois**.

De manière générale, la vérification de la capacité résistante d'un assemblage peut s'écrire :

$$N_d \leq n.m.C.F_{\alpha,d}$$

Avec :

$N_d$  : valeur de calcul de l'effort à transmettre

$n$  : nombre de connecteurs

$m$  : nombre de sections cisillées par connecteur

$C$  : facteur d'ajustement

$F_{\alpha,d}$  : résistance de calcul par connecteur et par section cisillée, en fonction de la direction de l'effort par rapport aux fibres.

L'analyse du comportement mécanique des assemblages de type tiges cylindriques a mis en évidence deux modes de comportement fondamentaux :

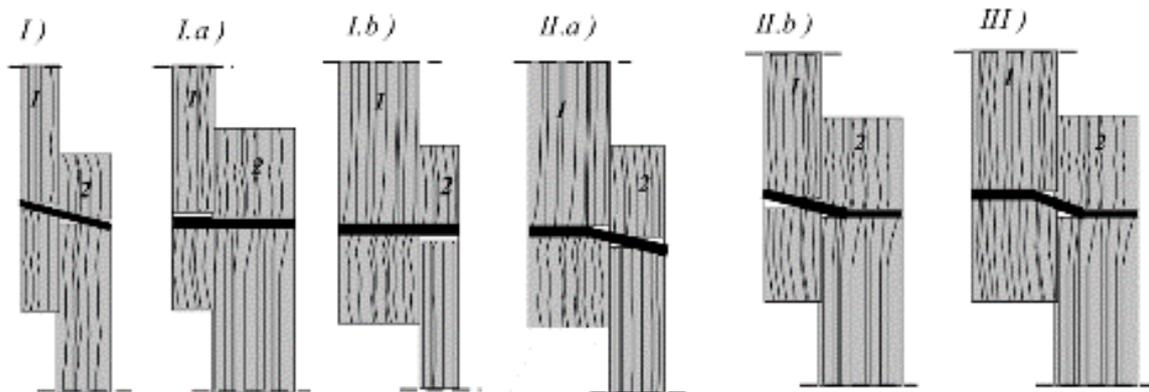
- **l'effet de poutre** : la tige travaille en flexion
- **l'effet de câble** : la tige travaille en traction

L'effet de poutre est prioritaire et se produit toujours en début de sollicitation. Il dépend de la résistance à la flexion de la tige et de la résistance en portance locale du bois (Figure 4-6). L'importance de l'effet de câble en revanche est fortement

influencée par la déformation du moyen d'assemblage et par son ancrage dans les pièces à assembler. Pour les charges de service, les déplacements sont généralement insuffisants pour qu'un effet de câble soit notable.

Des essais ont permis de montrer que la résistance à la pression latérale diminue dans le bois pour des diamètres croissants de tige.

Figure 4-6 : modes de rupture des assemblages par tiges en simple cisaillement d'après Bocquet [Bocquet (1997)]



### Intérêt du préperçage : réduction de la traction transversale.

Le préperçage est obligatoire pour le bois massif, le bois lamellé-collé et le LVL si une des conditions suivantes est remplie :

- masse volumique caractéristique du bois supérieure à  $500 \text{ kg/m}^3$
- diamètre de la pointe supérieur à  $8 \text{ mm}$
- épaisseur insuffisante qui dépend de la sensibilité de l'essence à la fissuration, du diamètre de la pointe et de la masse volumique caractéristique :

$$t = \max \left\{ 7.d; (13.d - 30) \frac{\rho_k}{400} \right\} \text{ (si essence de bois non sensible à la fissuration)}$$

$$t = \max \left\{ 14.d; (13.d - 30) \frac{\rho_k}{200} \right\} \text{ (si essence sensible : pin maritime, douglas)}$$

Avec :

$t$  : épaisseur minimale des pièces de bois permettant d'éviter les avant-trous

$\rho_k$  : masse volumique caractéristique du bois ( $\text{kg/m}^3$ )

$d$  : diamètre de la pointe ( $\text{mm}$ )

**Les assemblages constituent des affaiblissements locaux des sections.** Les éléments assemblés doivent donc être vérifiés au droit de l'assemblage en considérant la section nette la plus défavorable et en admettant la possibilité de rupture décalée sur deux sections affaiblies voisines.

#### 4.3.1 Les tire-fonds et vis

Il existe une multitude de vis et tire-fonds dont quelques exemples sont donnés

Figure 4-7.

Figure 4-7: différents types de vis et tire fonds



**Avantages :** assemblages résistant à la traction réalisables même lorsqu'un seul côté est accessible ; ils peuvent être utilisés en cas de sollicitation de cisaillement accompagnée de traction parallèle.

**Inconvénients :**

- prix de revient relativement élevé
- temps de mise en œuvre (serrage et préperçage avec deux diamètres différents pour les assemblages soumis à la traction)
- disposition exclusivement perpendiculaire aux fibres
- affaiblissement de la résistance dû au filetage (sauf pour les vis auto-taraudeuses)

**Vérifications :**

- chargement latéral :  $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$

- chargement axial :  $F_{ax,Ed} \leq F_{ax,Rd}$
- chargement combiné :  $\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 \leq 1$

Avec :

$F_{v,Ed}$  : effort de calcul appliqué en cisaillement

$F_{v,Rd}$  : résistance de calcul en cisaillement

$F_{ax,Ed}$  : effort de calcul appliqué normal

$F_{ax,Rd}$  : résistance de calcul en effort normal

#### 4.3.2 Les tiges filetées encollées

Avantages :

- assemblages réalisables lorsqu'une seule face du bois est accessible
- reprise de tractions importantes, même dans le cas où la tige est parallèle aux fibres
- renforcement du bois dans le cas de tractions perpendiculaires aux fibres excessives
- rigidité de l'assemblage élevée et bon comportement au feu (acier protégé)

Inconvénients :

- coût de mise en œuvre relativement important
- exigences techniques de mise en œuvre (température, collage, humidité du bois)

#### 4.4 Transmission d'efforts de cisaillement

Ces efforts peuvent être transmis soit par des assemblages métalliques, soit par des assemblages collés. En principe, l'assemblage par tenon-mortaise peut aussi transmettre des efforts de cisaillement entre deux pièces inclinées l'une par rapport à l'autre mais il reste peu utilisé dans la pratique, en raison d'un trop grand affaiblissement des sections. La principale différence entre les deux modes (métallique et collé) réside dans le fait que les assemblages métalliques agissent le plus souvent en profondeur tandis que les assemblages collés agissent en surface. Il existe néanmoins des connecteurs métalliques de surface. On en distingue trois types :

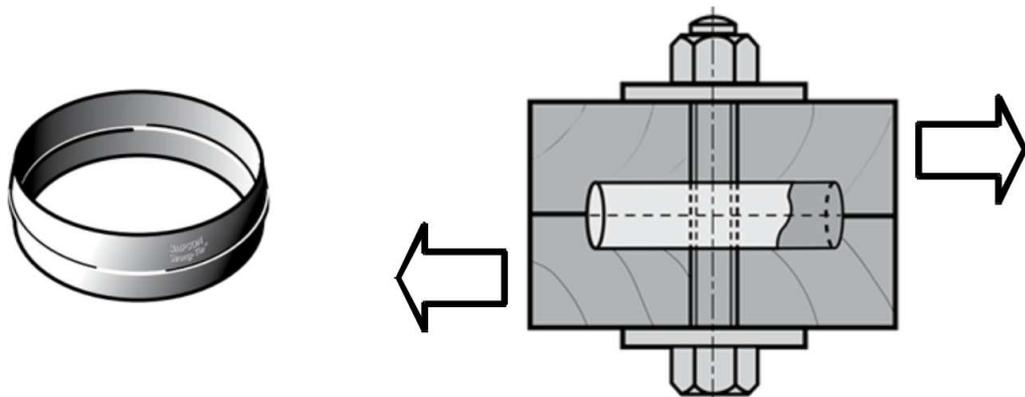
- les anneaux, dont il existe différents types d'exécution présentant des caractéristiques très semblables
- les crampons, qui peuvent être réalisées en tôle d'acier ou en fonte, ce qui implique des caractéristiques très variables

- les plaques à griffes, qui sont comparables aux crampons réalisés en tôles

#### 4.4.1 Anneaux et goujons annulaires

Ce sont des moyens d'assemblage ne permettant de transmettre que des efforts de cisaillement et qui ne peuvent travailler qu'en simple section cisillée (Figure 4-8). Il existe sur le marché un grand nombre d'anneaux différents, exécutés généralement en fonte. Leur forme ressemble à une portion de tube dont les parois s'amincissent aux extrémités pour faciliter la pose et garantir une meilleure assise dans le bois. Leur mise en place nécessite un usinage du bois avec des fraises spécifiques de façon à ajuster le logement de l'anneau dans le rainurage circulaire. Les assemblages seront impérativement assurés par des boulons de charpente permettant de bien plaquer les différentes membrures sur les anneaux et également de reprendre le moment produit par les excentricités inhérentes à ce moyen d'assemblage. Cependant, la déformabilité des anneaux étant beaucoup plus faible que celle des boulons, ces derniers ne participent pas à la reprise de l'effort tranchant.

Figure 4-8 : Anneau de charpente



##### Avantages :

- transmission locale de fortes charges ;
- assemblages relativement simples à monter sur le chantier, à condition que la préparation ait été faite en atelier (de plus ces assemblages sont démontables) ;
- assemblages proches du modèle de l'articulation parfaite ;
- mise en œuvre pour réaliser des assemblages de pièces en bois dur, ce qui n'est pas le cas des crampons.

##### Inconvénients :

- surface d'assemblage très importante pour leur mise en œuvre ;
- affaiblissement des sections très important ;
- assemblages avec excentricités ;

- création de contraintes transversales même pour des efforts introduits parallèlement aux fibres de bois.

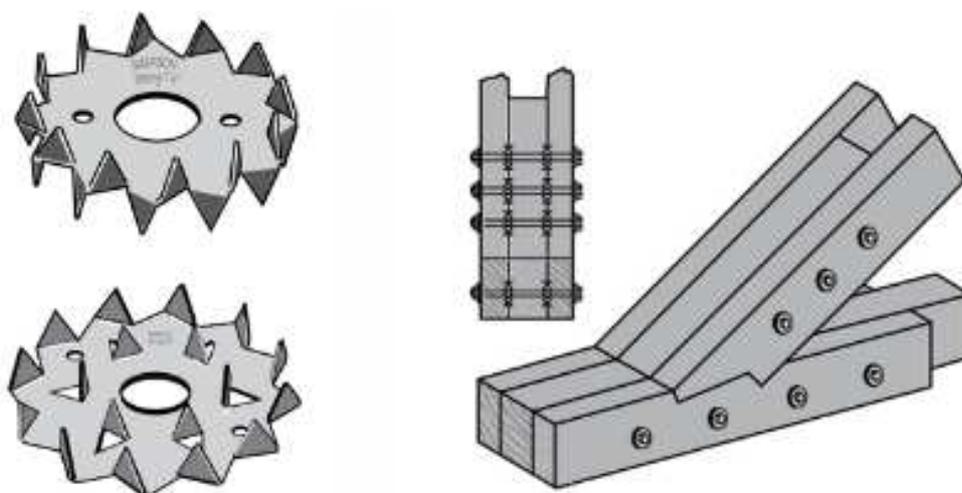
Selon les configurations, et le type de chargement, les anneaux peuvent mobiliser la résistance du bois de plusieurs manières :

- en portance locale du bois au contact de l'anneau ;
- en rupture en cisaillement du volume de bois entraîné par l'anneau ;
- en rupture par fendage pour une inclinaison importante de l'effort par rapport au fil.

#### 4.4.2 Crampons

Les crampons sont des plaques en acier ou en fonte pourvues de dents qui sont enfoncées dans le bois par pression (Figure 4-9). Cette opération doit être faite au moyen de presses adaptées. Les dents des crampons ne permettent pas la mise en place dans du bois dur, ce qui limite l'utilisation des crampons aux résineux. Du fait de l'épaisseur de la plaque de base des crampons, on fraise en général légèrement le bois pour éviter d'avoir un espace entre les pièces à assembler. Comme pour les anneaux, l'introduction excentrée des efforts crée un moment désolidarisant, d'où la nécessité d'assurer l'assemblage par des boulons de charpente disposés au centre de chaque crampon. De plus, en raison de la grande déformabilité des crampons, les boulons participent également à la résistance de l'assemblage. Il existe aussi des demi-crampons qui, comme les demi-anneaux, permettent des liaisons bois/acier ou bois/béton.

Figure 4-9 : Crampons



Avantages :

- assemblages simples avec des pièces métalliques ;
- fraisage ne nécessitant pas d'outillage spécial pour la mise en œuvre, comme dans le cas des anneaux ;

- assemblages permettant, pour de petits efforts, la réalisation de joints de montage par la mise en place de deux demi-crampons, assemblés sur le chantier avec des boulons.

Inconvénients :

- inutilisables pour des pièces en bois dur ;
- besoin d'un important dispositif de presse pour leur mise en œuvre, en atelier exclusivement ;
- transmission de charges relativement faibles avec des déformations conséquentes ;
- surface d'assemblage requise très importante.

De même que pour les anneaux, les crampons peuvent mobiliser la résistance du bois de plusieurs manières :

- en portance locale du bois au contact des dents du crampon et du boulon ;
- en rupture par fendage et cisaillement au voisinage des abouts.

#### 4.4.3 Colles

L'utilisation d'une liaison chimique à haute résistance dans les charpentes en bois a été permise, au début du siècle dernier, par l'apparition des colles à base de caséine qui ont fait place depuis aux colles urée-formol et résorcine ou assimilées. Le niveau de résistance (en traction et cisaillement) de ces colles, constituées d'une résine polymérisable et d'un durcisseur catalyseur, leur permet de reconstituer la cohésion naturelle transversale existant entre les fibres de bois. Le collage de pièces de bois doit respecter certaines règles fondamentales :

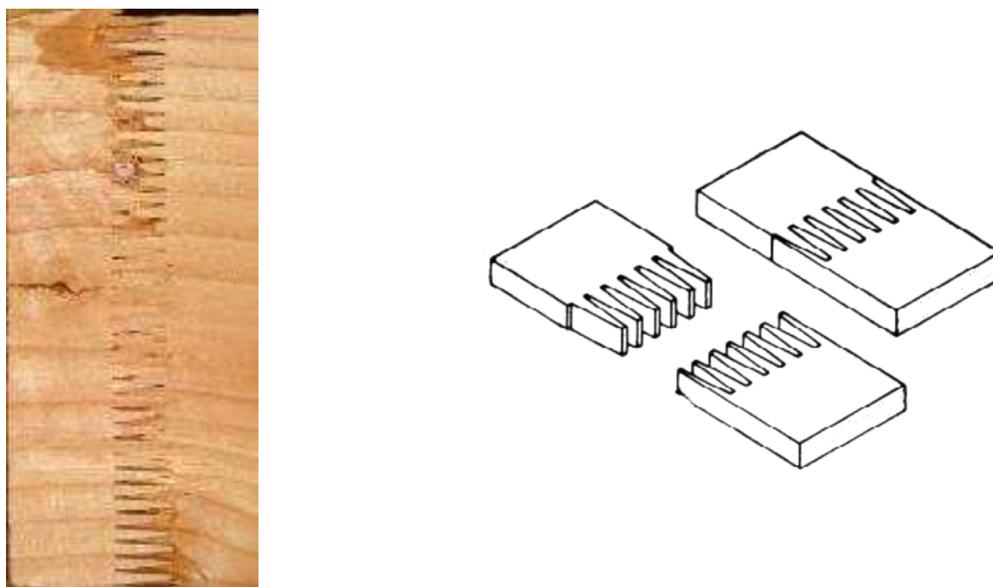
- un collage n'est durable et résistant que si le plan de collage est parallèle ou sensiblement parallèle (jusqu'à 10 % de pente) aux fibres du bois. Au-delà de cette valeur angulaire, la résistance décroît très rapidement et devient insuffisante ;
- un bon collage ne peut être obtenu que sur du bois sec, le taux d'humidité limite dépendant des techniques et des colles utilisées, mais ne dépassant jamais 16 à 18 % ;
- les surfaces à coller doivent être les plus lisses et les plus propres possible ; elles doivent être correctement dressées et rabotées, mais non poncées en principe ;
- une pression doit être assurée pendant la polymérisation : très variable selon la technologie, elle peut atteindre 1,5 MPa mais n'est jamais inférieure à 0,25 MPa ;
- la nature de la colle et son pH doivent être définis en fonction des caractéristiques chimiques du bois (pH, résines et tannins) ;
- les colles de charpente doivent supporter l'existence exceptionnelle de joints épais (jusqu'à 0,3 mm environ) en raison des tolérances d'usinage des pièces de bois, ce qui, dans le cas des colles urée-formol, suppose une plastification qui leur confère la qualification de joint épais.

Les applications du collage sont multiples :

- bois lamellé-collé, panneaux contreplaqués;

- aboutage (Figure 4-10) ;
- fabrication de poutres composites par collage de bois et contreplaqué.

Figure 4-10 : Aboutage par entures multiples



La résistance utile des plans de collage est généralement évaluée à :

- 1,2 MPa en cisaillement ;
- 0,6 MPa en traction transversale.

En principe, la résistance d'un aboutage doit être telle que celui-ci ne constitue pas un point faible dans la pièce obtenue. Cette performance, relativement aisée à atteindre industriellement dans le cas des essences résineuses légères, l'est d'autant moins que la résistance naturelle de l'essence employée est plus élevée.

Notons enfin que des colles à base de tannins de bois sont en développement, ouvrant ainsi la voie à des procédés de collage respectueux de l'environnement et de la santé (contrairement au formaldéhyde qui est volatil et toxique).

## 4.5 Transmission d'efforts multiples

### 4.5.1 Boulons

Les assemblages par boulons sont généralement employés sur des fermes moisées en assemblage bois-bois (couronne de boulons) ou bois-métal (avec une ferrure). Le diamètre du perçage dans le bois ne doit pas dépasser le diamètre du boulon de plus de 1 mm.

Vérifications :

- chargement latéral :  $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$
- chargement axial :  $F_{ax,Ed} \leq F_{ax,Rd}$
- chargement combiné cisaillement + traction :  $\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$

Avec :

$F_{v,Ed}$  : effort de calcul appliqué en cisaillement

$F_{v,Rd}$  : résistance de calcul en cisaillement

$F_{ax,Ed}$  : effort de calcul appliqué normal

$F_{ax,Rd}$  : résistance de calcul en effort normal

$F_{t,Ed}$  : effort de calcul appliqué en traction

$F_{t,Rd}$  : résistance de calcul en cisaillement

#### 4.5.2 Tôles minces entaillées clouées

Ce système est principalement utilisé pour réaliser des poutres triangulées. Les assemblages sont réalisés au moyen de tôles de 1.0 à 1.75 mm, noyées dans le bois, espacées de 16 à 30 mm, et fixées au moyen de clous de 2.5 à 4.2 mm de diamètre. Les entailles pour la mise en place des tôles, d'une largeur maximale de 2.0 mm, sont réalisées au moyen de scies circulaires. Il n'y a en général pas de tôles extérieures. Les clous sont mis en place sans préperçage des tôles ou du bois, ce qui permet une mise en œuvre simple et rapide. Par la multiplication du nombre de sections cisailées et par la déformation locale des tôles lors de l'enfoncement des clous, on peut ainsi transmettre un plus grand effort qu'avec des clous seuls. Les déformations locales des tôles provoquent également une rigidification de l'assemblage.

#### 4.5.3 Tôles brochées

Ce système permet de réaliser des assemblages formés de broches avec une ou plusieurs tôles noyées, aussi bien pour des poutres triangulées, des cadres, des grilles de poutres ou des structures spatiales. Outre sa grande rigidité, l'avantage de ce système est de satisfaire aux exigences esthétiques puisque les éléments de connexion ne sont pas visibles. Ces assemblages peuvent comprendre jusqu'à six tôles (l'utilisation de plusieurs tôles permet d'augmenter le nombre de sections cisailées et donc de réduire la quantité de broches à mettre en œuvre). Les broches sont de petits diamètres (autour de 6 mm) en raison du faible écartement entre tôles. Elles peuvent

être disposées linéairement ou circulairement selon les actions à transmettre (efforts normaux ou moments de flexion).

Le diamètre des broches est généralement compris entre 6 et 30 mm. La portance locale dans le bois, le moment d'écoulement plastique de la tige et le nombre efficace de broches sont déterminés de la même manière que pour les boulons. La valeur caractéristique de la capacité résistante des broches en fonction du mode de rupture comporte deux modes de rupture supplémentaires : la résistance au cisaillement de la broche et la résistance en pression diamétrale de la ferrure :

- résistance au cisaillement de la broche :  $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$
- résistance en pression diamétrale :  $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot f_y \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$

Avec :

$F_{v,Ed}$  : effort de calcul appliqué en cisaillement pour une broche et un plan de cisaillement (N)

$F_{v,Rd}$  : résistance de calcul en cisaillement (MPa)

$A$  : section résistante de la broche (mm<sup>2</sup>)

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier de la broche (MPa)

$\gamma_{M2} = 1,25$

$F_{b,Rd}$  : résistance de calcul en pression diamétrale (MPa)

$f_y$  : résistance élastique minimale de l'acier de la plaque ou de la broche (MPa)

$d$  : diamètre de la broche (mm)

$t$  : épaisseur de la plaque (mm)

#### 4.5.4 Plaques dentées ou plaques à griffes

Ces plaques sont des connecteurs à pointes, produites à partir de tôles de 1.0 à 2.0 mm d'épaisseur qui sont embouties afin d'obtenir des pointes qui seront enfoncées dans le bois. Ce système est principalement utilisé pour la fabrication de poutres triangulées. Pour être en mesure de transmettre les efforts, les plaques à griffes doivent être disposées des deux côtés des pièces à assembler (sinon, les moments induits par les excentricités seraient trop importants). Elles peuvent aussi servir pour des renforcements locaux reprenant des tractions perpendiculaires aux fibres ou des efforts tranchants.

Avantages :

- facilité de mise en œuvre ;
- possibilité de standardisation (et donc réduction du coût).

Inconvénients :

- restriction à de petites sections ;
- faible tenue au feu et difficile intégration architecturale de ces plaques apparentes.

#### **4.5.5 Plaques à clous**

Ces plaques sont un autre type de connecteurs à pointes. Elles sont composées de clous maintenus dans une plaque de fibre de verre. Ces clous ont des pointes aux deux extrémités, ce qui leur permet de pénétrer de part et d'autre dans les deux pièces à assembler. Elles sont principalement utilisées pour la fabrication de poutres triangulées.

Avantages :

- affaiblissement de sections négligeable, ce qui permet de se limiter à la vérification des sections brutes
- résistance et rigidité relativement élevées
- liaison non apparente donc bonne tenue au feu et bonne esthétique

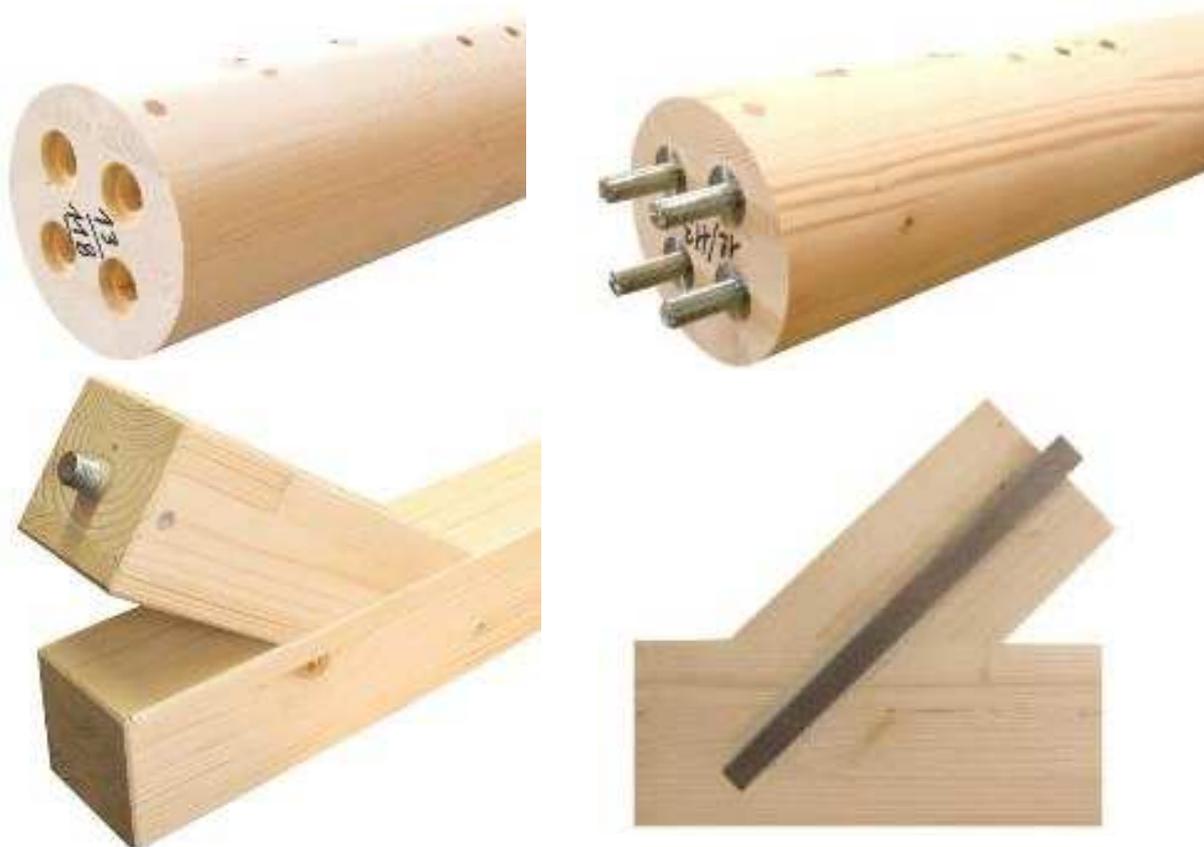
Inconvénients :

- nécessité de presses adéquates
- surtout, impossibilité de contrôler si les pointes ont effectivement pénétré les deux pièces à assembler, ou si elles se sont désolidarisées de la plaque pour se ficher dans une seule pièce, ce qui peut se produire en cas de nœuds, de fort différentiel de densité entre les pièces à assembler ou d'autres défauts.

#### **4.5.6 Tiges collés**

Des systèmes de connexion par goujon ou tiges filetées collées (de type Résix® ou Gigant) permettent la réalisation d'assemblages complexes sans que des pièces métalliques soient apparentes. Le système Résix® (avis technique 3/08-567) est constitué de tiges filetées de haute performance scellées avec une colle epoxy. L'injection de la colle s'effectue en usine avec une procédure très précise.

Figure 4-11 : système Résix® d'assemblage par tiges filletées collées à l'epoxy  
(documentation Simonin)



Les tiges Gigan fonctionnent de façon comparable aux tiges filetées encollées mais disposent de plus de broches placées perpendiculairement à la tige principale. La pose se fait en préperçant le bois longitudinalement pour la tige et transversalement pour les broches. Après la pose des moyens d'assemblage, on procède à l'injection d'un mortier de scellement spécialement conçu à cet effet. Ces différents moyens d'assemblage peuvent être utilisés pour reprendre des efforts de traction, de compression, des efforts tranchants ou des moments, en cas d'assemblage de plusieurs tiges dans une même section.

#### 4.5.7 « Soudage »

La technique de « soudage » du bois en est encore au stade expérimental mais présente des résultats très satisfaisants et offrent des perspectives assez prometteuses [Resh (2009)]. A l'heure actuelle, ce mode d'assemblage n'est utilisé que pour de petites pièces de bois (mobilier, menuiserie) et ne dispose pas encore de garantie suffisante sur la résistance de l'assemblage pour être appliqué aux ouvrages d'art. Nous le présentons donc ici à titre purement indicatif.

C'est une technique de connexion faisant uniquement intervenir le bois. En effet, c'est par la mise en œuvre d'une friction entre deux pièces de bois que l'on va les assembler : l'échauffement naturel (plus de 180°C) active la sécrétion de lignine qui associe les fibres entre elles ; la technique assure ainsi une interpénétration des fibres, impossible à obtenir avec de la colle synthétique tout en évitant l'utilisation de produits toxiques ou volatils. L'assemblage peut être plan (par friction linéaire) ou au moyen de chevilles de bois (par friction circulaire). Dans les deux cas, l'assemblage est obtenu en quelques secondes, sans adhésifs, et il présente des propriétés mécaniques intéressantes.

#### Pour en savoir plus

##### Normes de référence

- NF EN 912 : Organes d'assemblage pour le bois, Spécifications des connecteurs pour bois

##### Bibliographie

- Natterer J., Sandoz J.L., Rey M., (2011), *Traité de Génie Civil, Volume 13, Construction en bois*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Benoit Y., Legrand B., Tastet V., (2011) *Calcul des structures en bois*, Eyrolles & Afnor, 510 pages.
- Zanetti M., Pizzi A., Simon C., *De nouvelles colles à bois d'origine végétale*, Techniques de l'ingénieur.
- Bocquet J.F., (1997) *Modélisation des déformations locales du bois dans les assemblages brochés et boulonnés*, thèse de l'université Blaise Pascal, Clermont II, spécialité Génie Civil.
- Resh L., (2009) *développement d'éléments de construction en bois de pays lamellés assemblés par tourillons thermo soudés*, Thèse ENSTIB de l'université Henri Poincaré Nancy 1, discipline sciences du bois et des fibres.
- [http://www.cecobois.com/pdf/Guide\\_Bonnes\\_pratiques\\_LR.pdf](http://www.cecobois.com/pdf/Guide_Bonnes_pratiques_LR.pdf)
- <http://www.simonin.com/catalogue-produits/resix/>





passerelle d' Ajoux. Photo J. Anglade

## 5 CONCEPTION ET TYPOLOGIES STRUCTURELLES

### 5.1 Démarche de conception

La conception d'un ouvrage de franchissement résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est idéalement l'optimisation technique, économique, esthétique et environnementale de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes fonctionnelles et naturelles, intégrant les scénarii d'entretien et de maintenance au cours de sa durée d'utilisation. Il s'agit donc d'une démarche visant non seulement à concilier des contraintes de différentes natures (topographie, géotechnique, charges, gabarit, etc.) mais aussi à les exploiter pour faire naître l'identité du projet et l'intégrer pleinement dans son site en gardant le souci de l'entretien ultérieur.

Dans cette partie, chaque typologie structurelle est présentée d'abord de façon générale puis au travers de deux exemples détaillés d'ouvrages en bois : un pont routier\* et une passerelle piétonne. Il n'est pas facile de choisir un exemple car il faut prendre en compte non seulement la qualité de l'ouvrage (efficacité mécanique, souci du détail) mais aussi sa faculté à être transmis de façon didactique (lisibilité de la structure, quantité de documents disponibles, etc.). Les choix se sont volontairement portés sur des ouvrages éclectiques, aux formes et aux structures plus ou moins usuelles, pour présenter l'éventail des possibilités offertes par le matériau bois et donner la plus large ouverture possible au lecteur. Ce chapitre ne constitue donc pas des recommandations à suivre car tous les ouvrages présentés n'offrent pas la même robustesse ou le même coût d'entretien. Il convient au lecteur de garder un esprit critique à la lecture de ce chapitre.

On recense dans le Tableau 5-1 les ouvrages qui sont présentés par la suite.

Tableau 5-1 : Récapitulatif des ouvrages présentés

Typologies structurelles	Exemples détaillés	
	Ponts routiers*	Passerelles piétonnes
<i>Poutres simples</i>	Pont des Dardanelles	Passerelle de Frauenfeld
<i>Poutres treillis</i>	Pont de Ravines	Passerelle sur le Neckar
<i>Poutres sous-tendues</i>	Pont du Bouix Pont d'Ilonse	Passerelle de Val Cenis
<i>Fermes et bow-string</i>	Pont de Vihantasalmi	Passerelle de Blagnac
<i>Béquilles</i>	Pont de Crest	Passerelle Preuilly
<i>Arcs</i>	Passage à faune	Passerelle d'Ajoux Passerelle Saint Clair
<i>Haubanage et suspension</i>	Pont d'Avoudrey	Passerelle de Traversiner

\* : exception faite du passage à faune

### 5.1.1 Ordonnancement des études

Nous faisons référence à la circulaire du 7 janvier 2008 définissant « les modalités d'élaboration, d'instruction et d'approbation des opérations d'investissements sur le réseau routier national non concédé » ; elle donne un phasage des études techniques et propose des définitions pour chaque étape de la conception.

Les études d'ouvrages d'art sont une partie des études de projet routier : elles suivent donc le même processus. Il convient alors de rappeler que les études routières s'organisent selon trois phases distinctes :

- les études préliminaires (parti d'aménagement et enveloppe prévisionnelle) ;
- les études d'avant-projet sommaire (ou A.P.S. : analyse des variantes de tracé, choix d'une variante, coût objectif initial) ;
- les études de projet (définition précise du tracé et coût du projet) qui débouchent sur l'établissement des dossiers de consultation des entreprises (D.C.E.).

Que leur portée soit modeste ou non, les ouvrages en bois seront considérés comme « non-courants », au sens de la circulaire, de par l'emploi du matériau bois (il en serait de même

pour l'aluminium ou le Béton à Hautes Performances). Ils suivront donc une procédure particulière avec deux phases d'instruction :

- l'étude préliminaire d'ouvrage d'art (E.P.O.A.), menée au niveau de l'A.P.S. ; elle aboutit au choix d'une solution technique parmi plusieurs variantes, évalue le coût prévisionnel de l'ouvrage et retient les éléments nécessaires à l'enquête publique. A la différence des ouvrages types (PIPO, PSIDA, PSIDP, VIPP, etc.), il n'est pas évident pour un ouvrage en bois de déterminer a priori la solution la mieux adaptée au programme et la plus intéressante ; c'est pourquoi des calculs de prédimensionnement seront nécessaires pour valider la faisabilité d'une solution ;
- le projet d'ouvrage d'art (P.O.A.), mené au niveau des études de projet routier ; le dossier du P.O.A. définit le dimensionnement de l'ouvrage, justifié par le calcul, et fixe les options techniques de détail. Le dossier comprend les notes de calcul, les plans, coupes et élévations à différentes échelles, l'étude paysagère, l'avant-métré et les modes de construction.

Lorsque le projet est approuvé, le maître d'œuvre constitue le D.C.E. en vue de la passation du marché de travaux. Ce dossier comprend notamment :

- le règlement de la consultation, définissant les possibilités de variantes techniques et les critères de sélection des offres ;
- l'acte d'engagement, dans lequel l'entrepreneur fixe le montant de son offre et éventuellement ses délais ;
- le Cahier des Clauses Administratives Particulières (C.C.A.P.) ;
- le Cahier des Clauses Techniques Particulières (C.C.T.P.) ;
- les dossiers de plans et autres pièces utiles (études géotechniques par exemple).

### **5.1.2 Choix de la typologie structurelle**

L'éventail des typologies structurelles est large pour les ouvrages en bois : pont à poutres simples, à poutres treillis, à poutres sous-tendues, en bow-strings, en arc, à béquilles ou "arborescences", à fermes, à suspension par câbles ou haubans... Pour un même site, plusieurs solutions sont possibles mais peu seront bien adaptées au matériau bois et à l'ensemble des contraintes.

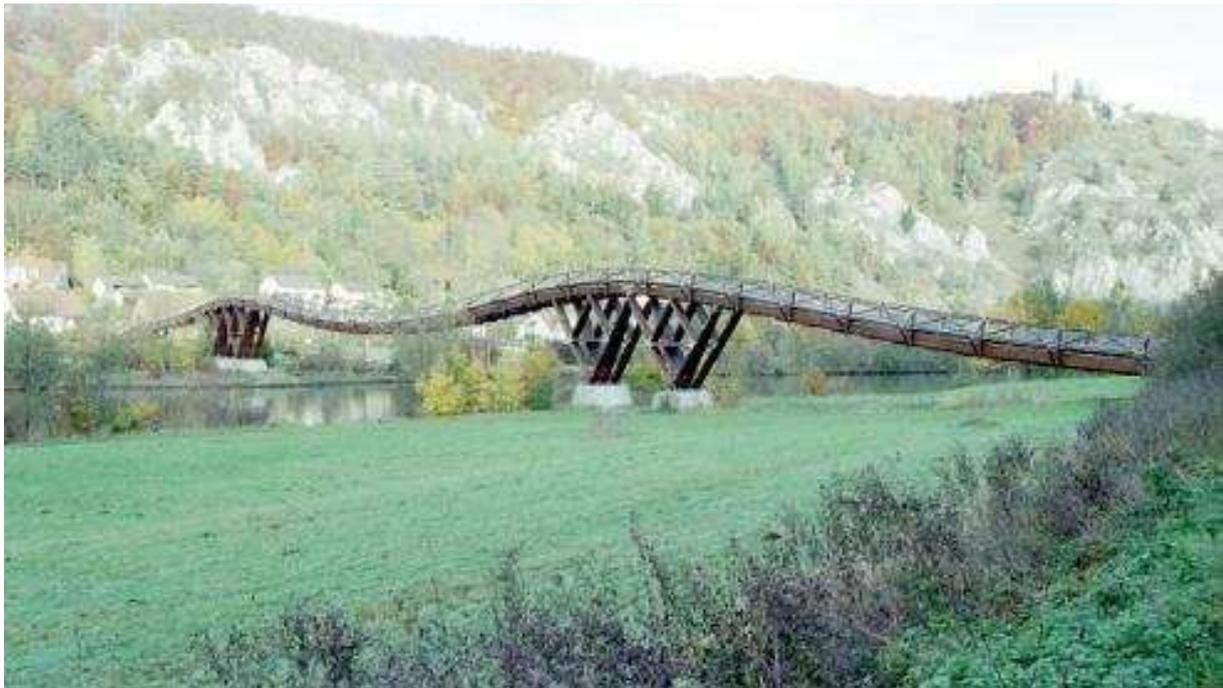
Le choix de la typologie est étayé par des contraintes de plusieurs ordres :

- la durée d'utilisation du projet définie par le maître d'ouvrage. Un compromis est à trouver entre le coût initial de l'ouvrage, le choix d'une typologie plus ou moins robuste et durable et le coût d'entretien ;
- la maîtrise de la durabilité. Celle est conditionnée par le choix des essences, les dispositions constructives favorisant la protection du bois et notamment des zones d'about, la réalisation d'assemblages robustes et durables, la limitation du nombre d'assemblages, la suppression des joints de chaussées, etc. ;
- La typologie favorisant le travail du bois en compression ;

- les contraintes liées à l'accessibilité au site limitant la taille des pièces à acheminer sur ce dernier.

Les ponts en arc et les ponts suspendus permettent de plus grandes portées que les ponts à poutres qui nécessiteront des piles intermédiaires. La qualité du terrain (notamment son aptitude à reprendre des charges horizontales) sera aussi déterminante pour ce genre de structures. De manière générale, les passerelles permettent une plus grande liberté formelle vu qu'elles sont soumises à des charges nettement moindres. Elles peuvent donc offrir des solutions structurelles innovantes. La passerelle d'Essing fonctionnant en chaînette et à tirant porteur en est un exemple (Figure 5-1).

*Figure 5-1 : Passerelle d'Essing. Avec l'aimable autorisation de N. Janberg, structurae*





### 5.2 Ponts à poutres simples



Figure 5-2: Pont des Dardanelles sur la Vocance (France)



Figure 5-3 : Passerelle de Frauenfeld (Suisse)



Figure 5-4 : Ponts de Bulle (Suisse)



Figure 5-5 : Passerelle de Corcelles (Suisse)



Figure 5-6 : Pont de Pradella (Suisse)



Figure 5-7 : Passerelle de Leuglay (France)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des Auteurs

Figure 5-2: Pont des Dardanelles sur la Vocance (France) J. Anglade

Figure 5-3 : Passerelle de Frauenfeld (Suisse) W. Minder

Figure 5-4 : Pont de Bulle (Ch) Z. Daia

Figure 5-5 : Passerelle de Corcelles (Suisse) W. Minder

Figure 5-6 : Pont de Pradella (Suisse) W. Minder

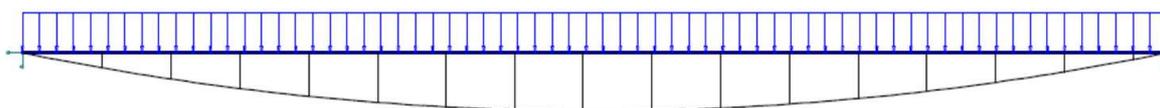
Figure 5-7 : Passerelle de Leugley (F) M. Mimram

## 5.2.1 Généralités

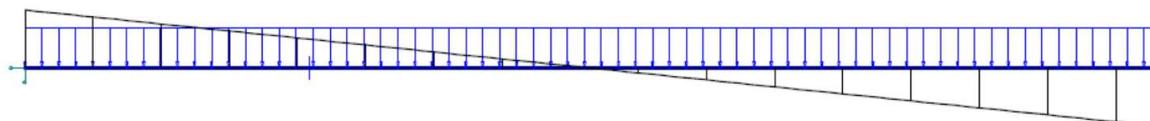
### 5.2.1.1 Diagrammes de fonctionnement des poutres

Sur les schémas ci-dessous figurent les diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant pour une charge uniformément répartie.

*Moment fléchissant dans une poutre simple sous chargement uniforme*



*Effort tranchant dans une poutre simple sous chargement uniforme*



### 5.2.1.2 Particularités de cette typologie pour la conception

**C'est la limitation de la flèche qui joue fréquemment un rôle déterminant** dans le dimensionnement des poutres simples, la capacité résistante en flexion n'étant que rarement atteinte. Outre la flèche, les principaux points à vérifier sont :

- les contraintes de flexion et les contraintes tangentielles dues à l'effort tranchant, les déformations ;
- l'écrasement sur appui : s'assurer que la surface des appuis est suffisante et prévoir des talons en bois dur éventuellement. Signalons qu'une technique de renforcement en compression transversale par tire fonds fait l'objet de règles de dimensionnement [Bejtka et al. (2006)]. Cette limitation des contraintes transversales dans le bois peut venir en contradiction avec une condition de contrainte minimum de 3 MPa dans les appuis en élastomère fretté [Guide Setra (2007)]. Cette valeur minimum est liée à une condition de non glissement de ces appuis. Pour se soustraire de cette vérification, il est nécessaire de prévoir un dispositif pour le non cheminement (déplacement) de ces appuis frettés ;
- le risque de déversement.

- Comparaison des critères de résistance à la flexion, au cisaillement et de limitation de la flèche :

Dans ce qui suit, on cherche à apprécier de manière qualitative la prépondérance des différents critères de dimensionnement. Dans un dimensionnement rigoureux, il faudrait tenir compte des charges roulantes pour établir les lignes d'influence. Ici, pour simplifier les explications, on se place d'abord dans le cas d'une **charge répartie**,  $p$ , s'appliquant sur une poutre de longueur,  $L$ , de largeur,  $b$ , et de hauteur,  $h$ . On détermine la charge maximale admissible,  $p_{max}$ , en fonction du critère retenu. Dans le cas des ponts mixtes présentant une connexion rigide entre le bois et le béton, les conclusions peuvent être différentes, du fait de la grande rigidité apportée par la dalle béton (cf. Chapitre 7).

- Critère de résistance à la flexion :

Le moment fléchissant maximal pour une poutre de portée,  $L$ , est atteint à mi-portée et

$$\text{vaut : } M_{\max} = \frac{p.L^2}{8}$$

$$\text{La contrainte de flexion vaut alors : } \sigma_{\max} = \frac{p.L^2}{8} \cdot \frac{6}{b.h^2} = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 \cdot \frac{p}{b} = f_{m,d}$$

$$\text{On en déduit la charge maximale } p_{\max,1} : p_{\max,1} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^2 \cdot b \cdot f_{m,d}$$

- Critère de résistance au cisaillement :

$$\text{L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis et vaut : } V_{\max} = \frac{p.L}{2}$$

$$\text{La contrainte de cisaillement vaut alors : } \tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{p.L}{2.b.h} = \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{L}{h}\right) \cdot \frac{p}{b} = f_{v,d}$$

$$\text{On en déduit la charge maximale } p_{\max,2} : p_{\max,2} = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{h}{L}\right) \cdot b \cdot f_{v,d}$$

- Critère de limitation de la flèche :

$$\text{La flèche maximale est atteinte à mi-portée et vaut : } f_{\max} = \frac{5.p.L^4}{384.E.I}$$

$$\text{La flèche doit vérifier : } f \leq \frac{L}{400}$$

$$\text{On en déduit la charge maximale } p_{\max,3} : p_{\max,3} = \frac{E.b}{62,5} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^3$$

- Application numérique : bois de classe GL24h (cf. §2.5) , élancement égal à  $\frac{h}{L} = \frac{1}{10}$  ;

On obtient  $\frac{P_{\max,1}}{P_{\max,3}} = 1,44$  et  $\frac{P_{\max,2}}{P_{\max,3}} = 1,55$  : **la flèche est le critère déterminant.**

On se place maintenant dans le cas d'une **charge ponctuelle Q** et on détermine la charge maximale admissible  $p_{\max}$  en fonction du critère retenu :

- Critère de résistance à la flexion :

Le moment fléchissant maximal est atteint à mi-portée et vaut :  $M_{\max} = \frac{Q.L}{4}$

La contrainte de flexion vaut alors :  $\sigma_{\max} = \frac{Q.L}{4} \cdot \frac{6}{b.h^2} = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{L}{h}\right) \cdot \frac{Q}{b.h} = f_{m,d}$

On en déduit la charge maximale  $Q_{\max,1}$  :  $Q_{\max,1} = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{h}{L}\right) \cdot b.h.f_{m,d}$

- Critère de résistance au cisaillement :

L'effort tranchant maximal est atteint aux appuis et vaut :  $V_{\max} = \frac{Q}{2}$

La contrainte de cisaillement vaut alors :  $\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{Q}{2.b.h} = f_{v,d}$

On en déduit la charge maximale  $Q_{\max,2}$  :  $Q_{\max,2} = \frac{4}{3} \cdot b.h.f_{v,d}$

- Critère de limitation de la flèche :

La flèche maximale est atteinte à mi-portée et vaut :  $f_{\max} = \frac{Q.L^3}{48.E.I}$

La flèche doit vérifier :  $f \leq \frac{L}{400}$

On en déduit la charge maximale  $Q_{\max,3}$  :  $Q_{\max,3} = \frac{E.b.h}{100} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^2$

- Application numérique : bois de classe GL24h, élancement égal à  $\frac{h}{L} = \frac{1}{10}$  ;

On obtient  $\frac{Q_{\max,1}}{Q_{\max,3}} = 1,10$  et  $\frac{Q_{\max,2}}{Q_{\max,3}} = 2,41$  : **la flèche est le critère déterminant.**

Pour optimiser la vérification des déformations, on prévoit souvent une contre-flèche, correspondant à la flèche sous poids propre.

- Particularités des poutres massives à inertie variable :

- les contraintes maximales de flexion ne sont plus forcément dans la section où le moment est maximal puisque le module de flexion varie également :

$$\sigma_m(x) = \frac{M(x)}{W(x)} = \frac{6M(x)}{b(x)h^2(x)}$$

- au niveau de la membrure qui n'est pas parallèle aux fibres du bois, les contraintes longitudinales produisent des contraintes secondaires perpendiculaires aux fibres et des contraintes de cisaillement
- dans la zone du faîte, pour une poutre à double décroissance, les contraintes de flexion ne sont pas distribuées de façon linéaire, et les forces de déviation génèrent des contraintes perpendiculaires aux fibres

- Recommandations :

Eviter les structures à poutres latérales pleines qui ont un faible rendement mécanique en flexion et présentent l'inconvénient de ne pas protéger le bois contre les intempéries.

### 5.2.1.3 Ordres de grandeur usuels

Portée : jusqu'à 25 m pour les ponts routiers à poutres sous chaussées

Elancement :  $h/L = 1/10$  (h étant la hauteur des poutres et L leur portée. Ce ratio est fonction du nombre de poutres)

Les dimensions des poutres en bois massif équarri sont limitées à une dizaine de mètres en longueur et à  $20 \times 40 \text{ cm}^2$  environ en section en général. Au-delà, il s'agira de sections exceptionnelles et donc moins économiques. De plus, les sections en bois massifs se déforment au séchage, ce qui augmente les risques de déformation et de fissuration pour la mise en œuvre des grandes sections. Les poutres de dimensions supérieures sont ensuite du domaine des poutres en bois lamellé-collé. Leurs dimensions vont jusqu'à 40 m pour la longueur, et à  $25 \times 200 \text{ cm}^2$  pour la section. Il est possible d'en augmenter la largeur apparente par juxtaposition et assemblage de plusieurs poutres.

### 5.2.1.4 Exemples présentés

- Pont des Dardanelles sur la Vocance (commune de Vocance, Ardèche)
- Passerelle de Frauenfeld (Suisse, canton de Thurgovie)

### 5.2.2 Pont des Dardanelles sur la Vocance (France)

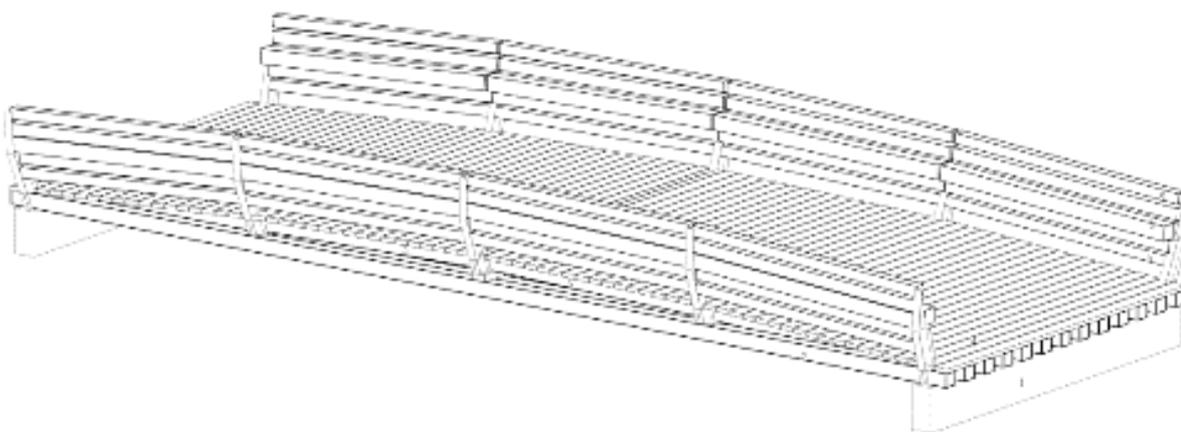


Maître d'ouvrage : Commune de Vocance  
 Maître d'œuvre : Anglade Structures Bois  
 Année de réalisation : 2000

Trafic : véhicules légers  
 Portée principale : 14 m  
 Essence du bois : châtaigner massif

#### 5.2.2.1 Introduction

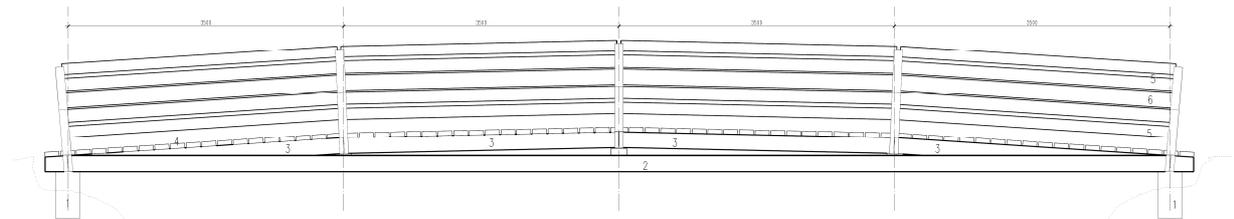
« Un pont routier de 14 m, une scierie dans la commune pouvant produire des bois sciés de 14 m de long : voilà le projet. La limitation du tonnage est à 10 t. Les bois de 14 m, en 20/40, servent d'entrants. Les bois de 20/20 forment des arcs, bloqués en pied sur des ferrures, en tête dans des profilés acier. Ces couches alternées portent un platelage. L'ensemble de ces dispositions permet de bien répartir les charges ponctuelles. Un dispositif de pré-tension permet de pallier la flèche naturelle des bois sur 14 m. Le platelage reçoit ensuite une étanchéité et un enrobé : tous les bois de structure sont ainsi protégés des intempéries. Le garde-corps est traité en autoclave. La partie faisant glissière de sécurité est doublée, et renforcée par brochage. Elle peut servir de siège, sur cette route tranquille. » (Jacques Anglade)



Vue axonométrique

5.2.2.2 Principe structural

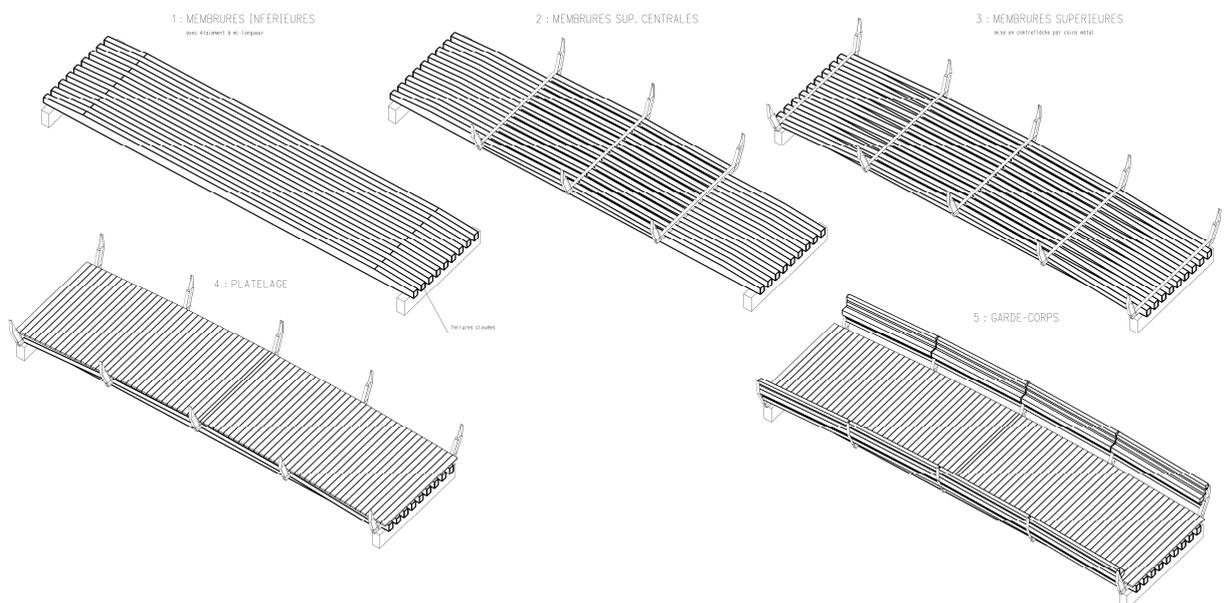
La membrure supérieure (en compression) est composée de madriers d'environ 3,5 mètres de long formant un arc et intercalés entre les bois de 14 mètres de long faisant membrure inférieure (en traction). La poussée de la membrure supérieure est reprise par la membrure inférieure, de sorte que la structure fonctionne effectivement comme une poutre simple sur deux appuis.



Elévation

5.2.2.3 Description de la structure

La structure de l'ouvrage met en parallèle le système décrit précédemment : un arc composé de quatre madriers assemblés sur des profilés métalliques et une poutre longue de 14 mètres. L'intérêt de disposer ainsi les membrures les unes contre les autres est de se dispenser d'entretoisement ce qui facilite la mise en œuvre et réduit les coûts (il y a moins d'assemblage). La rigidité transversale est assurée par les profilés métalliques qui solidarissent les éléments en bois.



*Processus de construction : de gauche à droite et de haut en bas, 1) pose des membrures inférieures 2) pose des profilés et membrures supérieures centrales 3) pose des coins métal d'extrémité et membrures supérieures restantes 4) pose du platelage 5) fixation des garde-corps*

### 5.2.2.4 Equipements et dispositions constructives

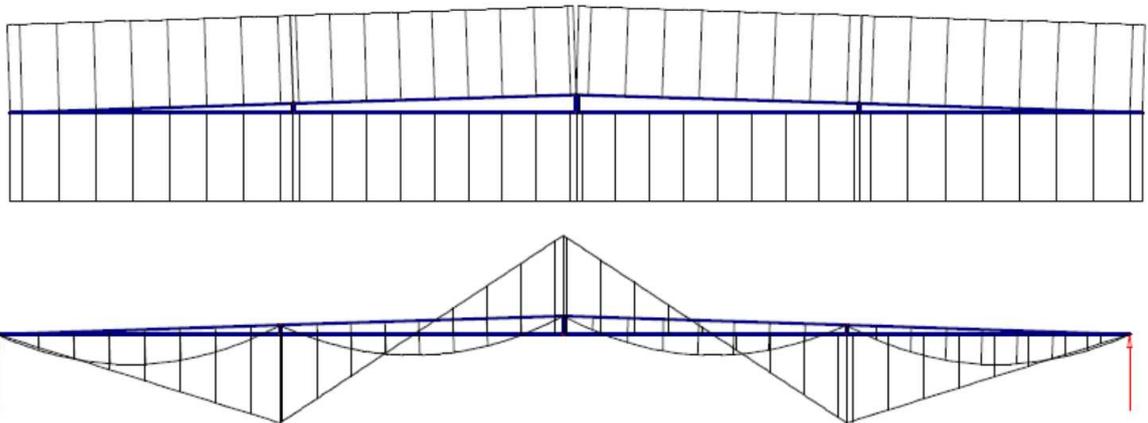
Les éléments de la structure sont protégés des intempéries par la couverture du platelage bois. Celle-ci est réalisée par un complexe d'étanchéité et une couche bitumineuse. Les garde-corps étant exposés à l'humidité, ils ont été traités autoclave. En ce qui concerne les assemblages, ils sont principalement réalisés à l'aide de profilés métalliques.



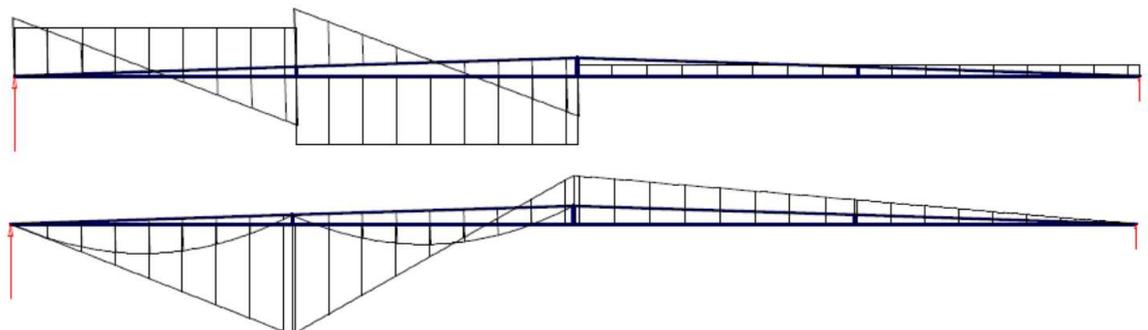
A gauche : assemblages métalliques des poutres, en travée et en extrémité  
A droite : vue du platelage avant la pose de la couche de revêtement

### 5.2.2.5 Comportement mécanique

*Effort normal et moment fléchissant sous chargement réparti uniforme*



*Effort tranchant et moment fléchissant sous chargement réparti asymétrique*



### 5.2.2.6 Exécution

- Coût global de la construction à titre indicatif : 54,9 k€ dont 41,2 k€ pour le lot bois (valeur en 2000)
- Entreprise bois : Ferrand

### 5.2.2.7 Sources

- <http://www.anglade-structures-bois.fr/> (dont sont extraits plans, images et texte de présentation, avec son aimable autorisation)

## 5.2.3 Passerelle de Frauenfeld (Allemagne)



Maître d'ouvrage : Ville de Frauenfeld  
 Maître d'œuvre : W Bieler Ingenieurbüro  
 Année de réalisation : 2003

Trafic : piétons, cycles  
 Portée principale : 20 m (Largeur : 2 m)  
 Essence du bois : résineux lamellé-collé

### 5.2.3.1 Introduction

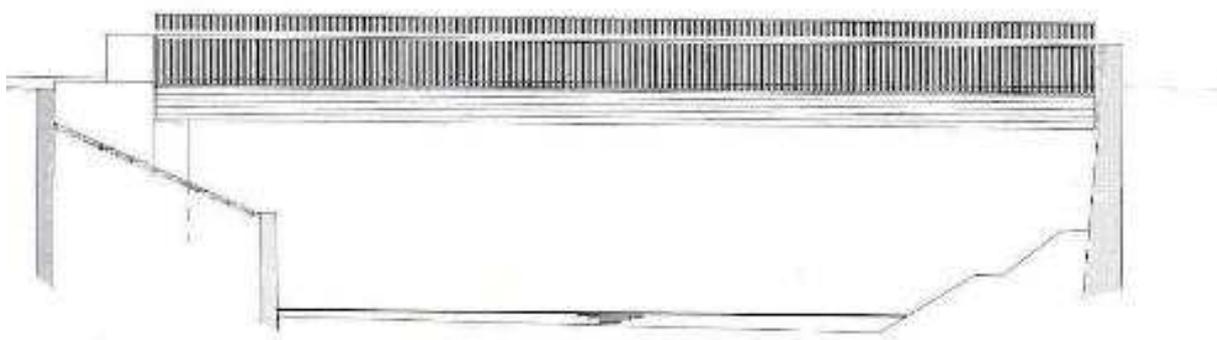
Cet ouvrage permet de pallier une lacune dans le réseau piétonnier du centre historique en établissant une liaison entre la vieille ville et les nouveaux quartiers. Situé près du cœur historique de la ville, il franchit la rivière Murg en offrant à ses usagers un point de vue sur le Château, le Moulin et l'Hôtel de Ville. Par son registre architectural, cette passerelle en bois offre un contraste avec les maisons traditionnelles de la vieille ville. Les particularités de cet ouvrage ne résident pas dans la performance technique (la portée est relativement modeste), mais dans le traitement des détails et des dispositions constructives assurant la durabilité de l'ouvrage.



*A gauche : vue vers les nouveaux quartiers ; A droite : vue des deux rives*

### 5.2.3.2 Principe structural

Le hourdis est dissocié de la structure porteuse et décalé par rapport à l'axe longitudinal de la passerelle. Du côté des nouveaux quartiers, la passerelle est fixée à un mur de soutènement alors que du côté du Château, il repose sur une culée en béton construite pour la circonstance.



### 5.2.3.3 Description de la structure

La passerelle se décompose en deux parties. La partie inférieure consiste en une poutre simple sur deux appuis d'une portée de vingt mètres avec une section de 1,20 x 0,65 m. Réalisée par la juxtaposition de six poutres en bois lamellé-collé, elle constitue le système porteur de l'ouvrage. La partie supérieure repose sur cette poutre : c'est un tablier ajouré, constitué de lattes de mélèze de 62 x 120 mm de section. Les parapets, également ajourés, sont réalisés avec les mêmes pièces liées aux lames du plancher à l'aide de tôles métalliques.



*A gauche : coupe transversale, où sont visibles les poutres, le hourdis et les parapets  
 Au milieu : vue de la passerelle en préfabrication. A droite : en haut, vue de la sous-face de la passerelle*

#### 5.2.3.4 Equipements et dispositions constructives

Une des particularités de cette passerelle réside dans le traitement différencié des deux parapets. En effet, le parapet aval (haut de 0,95 m) est plus bas que le parapet amont (haut de 1,40 m), pour orienter le regard vers le château lors du franchissement. On note également la qualité des détails de finition : la main-courante est en métal, ce qui protège les lattes de mélèze ; sous celle-ci, un tube néon est intégré pour éclairer le passage pendant la nuit.



*A gauche : effet de transparence à travers les lamelles des parapets  
 A droite : éclairage de nuit soulignant la main courante*

### 5.2.3.5 Exécution

- Coût global de la construction à titre indicatif : 120 000 € à titre indicatif (valeur en 2003)
- Durée des travaux : Mai - Juin 2003
- Entreprises bois : Guido Signer, Frauenfeld, Zöllig, Arbon (fourniture BLC), Gemeindesägerei Fideris (fourniture mélèze)

### 5.2.3.6 Sources

- <http://www.swiss-timber-bridges.ch/home>. Photos reproduites avec l'aimable autorisation de W. Minder
- [http://www.lignum.ch/uploads/media/FB.4.1.10\\_Frauenfeld.pdf](http://www.lignum.ch/uploads/media/FB.4.1.10_Frauenfeld.pdf)

### 5.3 Ponts à poutres treillis



Figure 5-8: Pont de Ravines (Suisse)



Figure 5-9 : Passerelle sur le Neckar (Allemagne)



Figure 5-10 : Pont des Fayettees (France)



Figure 5-11: Passerelle sur la Simme (Suisse)



Figure 5-12 : Pont de Flissa (Norvège)



Figure 5-13 : Passerelle de Saint Jorioz (France)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des Auteurs

Figure 5-8: Pont de Ravines (Suisse) ©DR

Figure 5-9 : Passerelle sur le Neckar (Allemagne) Karl Gotsch

Figure 5-10 : Pont des Fayettees (France) M. Flach

Figure 5-11: Passerelle sur la Simme (Suisse) W. Minder

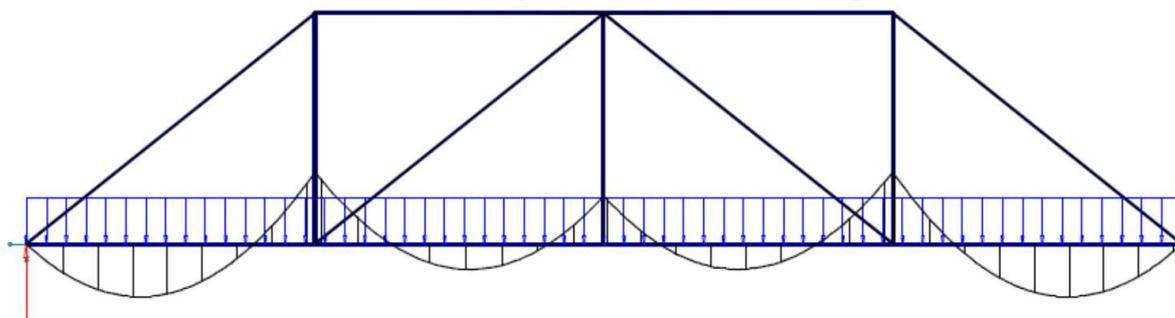
Figure 5-12 : Pont de Flissa (Norvège) V. Barbier

Figure 5-13 : Passerelle de Saint Jorioz (France) CETE de l'est

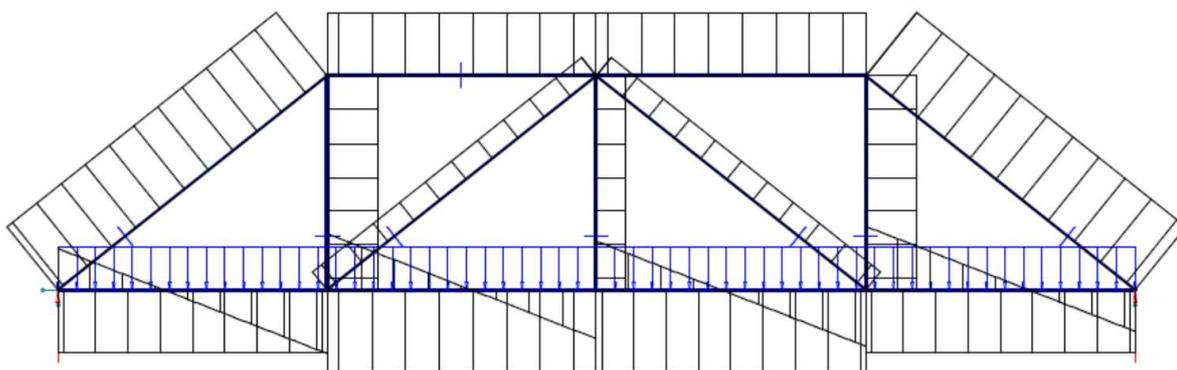
### 5.3.1.1 Diagrammes de fonctionnement des poutres

Sur les schémas ci-dessous figurent les diagrammes de moment fléchissant, d'efforts normal et tranchant pour une charge uniformément répartie.

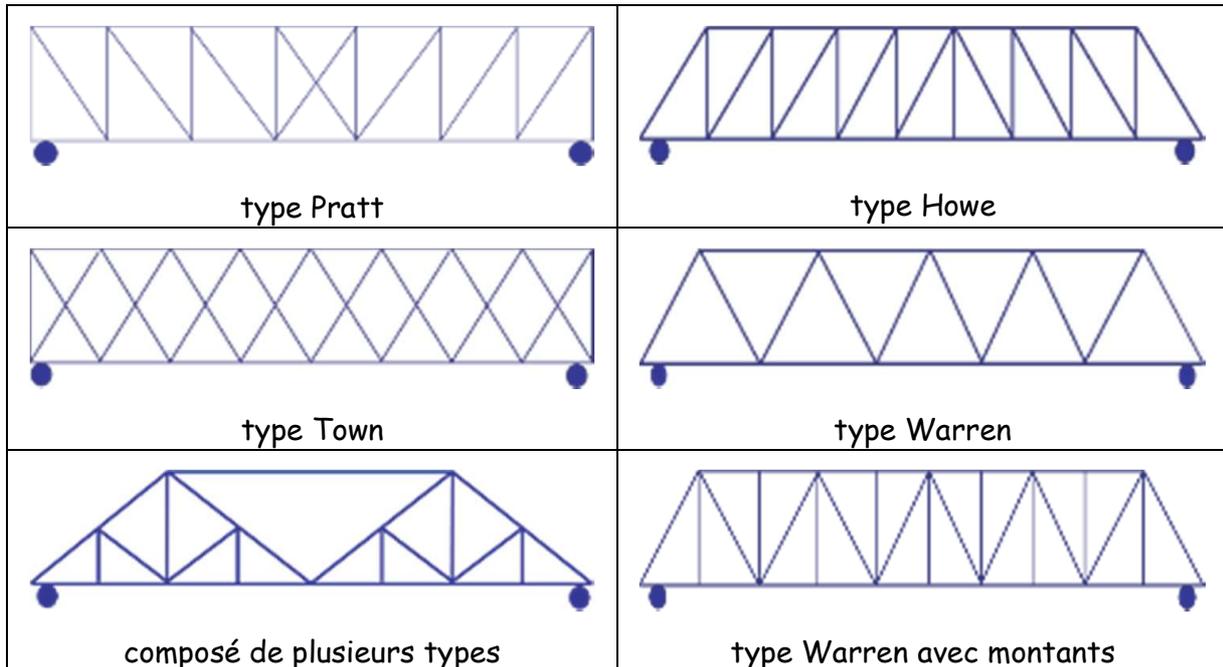
*Moment fléchissant dans une poutre treillis sous chargement uniforme*



*Efforts normal et tranchant dans une poutre treillis sous chargement uniforme*



**Le treillis est très utilisé en construction bois, car ses éléments sont les produits courants de la filière bois** (poutre en bois massif équarri, ou en lamellé-collé) et font appel à des longueurs d'éléments limitées. Un grand éventail de géométries et de distributions d'efforts est possible en fonction du choix des assemblages. Plusieurs facteurs peuvent déterminer le choix du type de treillis selon les caractéristiques du projet : nombre d'assemblages, quantités d'acier ou de bois utilisées, longueurs de flambement, etc. La règle de base est bien sûr d'utiliser le bois dans les éléments comprimés : par exemple, les montants pour le type Pratt et les diagonales pour le type Howe. Sont représentés ci-dessous les principaux types de treillis (extraits du site Wikipédia).



### 5.3.1.2 Particularités de cette typologie pour la conception

Dans un système treillis, les points importants sont :

- le choix du système triangulé, dicté par les gabarits de circulation, l'évaluation de la hauteur statique et l'entraxe (obtenus en fonction de la portée)
- le choix de la couverture, qui permet de prédimensionner la structure secondaire. L'entraxe de la structure secondaire devra être compatible avec la structure primaire, de manière à ce que l'introduction des efforts se fasse aux nœuds.
- l'étude du treillis et de ses nœuds, pour minimiser le nombre de connexions en traction qui sont plus difficiles à concevoir que les nœuds en compression et donc moins économiques. Afin de réduire les sollicitations de flexion, on minimisera les excentricités en faisant converger les axes des membrures à l'axe du nœud.
- la détermination de l'angle entre les diagonales et les membrures, recommandé supérieur à 30°
- la vérification des barres, qui porte sur le flambement pour les barres comprimées et la résistance des sections nettes pour les barres tendues.
- le contrôle de la flèche, devant tenir compte du jeu des assemblages. Cependant, compte tenu de la grande inertie des systèmes en treillis, cette condition n'est généralement pas déterminante.

- Modélisation

Modèle de base :

- les nœuds sont des articulations parfaites
- les axes des barres concourent aux nœuds sans excentricité
- les charges n'agissent qu'aux nœuds

Modèle plus fin :

- les rotules sont remplacées par des encastremements partiels
- les membrures supérieures et inférieures sont souvent continues
- les charges ne s'appliquent pas exclusivement aux nœuds ; il y a donc interaction entre effort normal et moment fléchissant dans les membrures
- déformabilité et jeu des assemblages

Mais comme le critère déterminant pour le dimensionnement des treillis est la résistance, un calcul considérant un système parfaitement articulé sera souvent suffisant. Pour un prédimensionnement rapide des membrures inférieure (tendue) et supérieure (comprimée), on peut se contenter de l'approximation suivante pour une charge uniforme:

$$C = T = \frac{M_{\max}}{H} = \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot H}$$

Avec :

$C$  : effort de compression dans la membrure supérieure

$T$  : effort de traction dans la membrure inférieure

$M_{\max}$  : moment de flexion maximum dans une poutre simple de même portée

$H$  : hauteur entre les deux membrures du système treillis

$L$  : portée du système treillis

$p$  : chargement uniforme équivalent

En faisant cette approximation, on néglige les efforts qui transitent dans les diagonales. En réalité, dans le système Howe par exemple, l'effort de compression est moindre dans la membrure supérieure (c'est l'inverse pour un système Pratt : c'est l'effort de traction dans la membrure inférieure qui est moindre).

En faisant le calcul exact, on montre que :  $C = \left(1 - \frac{1}{k^2}\right) \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot H}$

Où  $2 \cdot k$  est égal au nombre de modules de la poutre treillis. Par conséquent, plus il y a de modules dans la structure treillis, plus l'erreur diminue par rapport à l'approximation initiale.

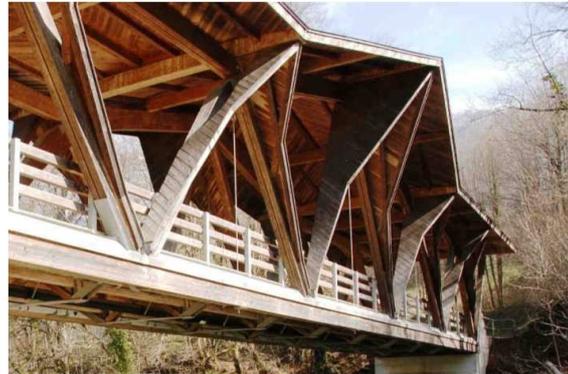
### 5.3.1.3 Ordres de grandeur usuels

- $L = 15 - 40$  m
- élancement  $h/L = 1/12$  à  $1/10$

### 5.3.1.4 Exemples présentés

- Pont de Ravines
- Passerelle de Remseck am Neckar

### 5.3.2 Pont de Ravines

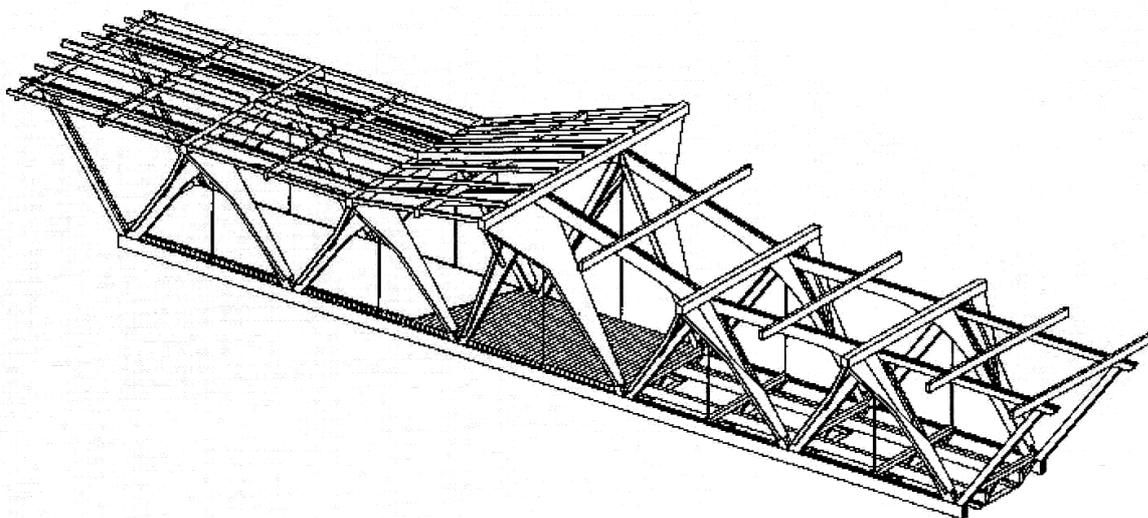


Maître d'ouvrage : Com. de Montmelon  
 Maître d'œuvre : Buchs&Plumey, Natterer  
 Année de réalisation : 1991

Trafic : pas de limitation  
 Portée principale : 36m (Largeur : 3,75 m)  
 Types de bois : bois massif, BLC, Lamibois

#### 5.3.2.1 Introduction

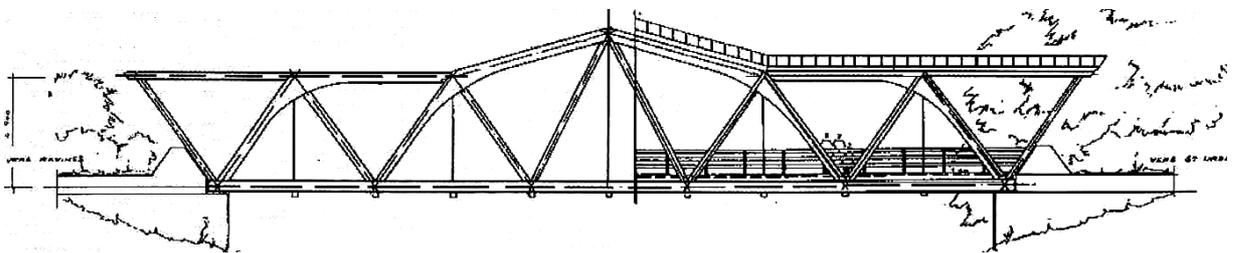
Ce pont, qui enjambe le Doubs entre Saint-Ursanne et Ravines (Suisse) dans un site jurassien protégé, a remplacé une passerelle métallique rongée par la rouille. Pour ne pas modifier le tracé de la route existante et conserver les culées existantes, ce pont devait franchir la rivière au même endroit que l'ancien ouvrage. Sa portée, 36m, était ainsi définie ; quant à la largeur de son tablier, elle a été fixée à 3,75m pour permettre le croisement d'un véhicule avec un deux-roues. Enfin, la hauteur sous toiture devait permettre le passage de poids lourds. Trois variantes ont été étudiées en avant-projet : une structure mixte acier-béton, un pont en arc en béton et un pont couvert en bois. C'est cette dernière variante qui a été retenue, notamment pour son intégration dans ce paysage protégé de la vallée du Doubs.



*Axonométrie du pont de Ravines*

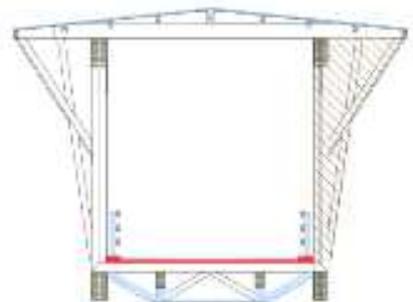
### 5.3.2.2 Principe structural

Comme les culées existantes devaient être réutilisées à moindre frais, les structures en arc étaient exclues étant donné les poussées horizontales qu'elles engendrent. De plus, le niveau élevé des crues laissait peu de hauteur en-dessous du tablier pour y disposer une structure porteuse. Par ailleurs, puisque ce pont devait reprendre de fortes charges ponctuelles, la poutre treillis était avantageuse en ce qu'elle permettait de répartir des charges concentrées. Enfin, étant donné les nombreux systèmes de treillis, ce type de structure laissait aussi une liberté formelle et une meilleure insertion possible aux éléments de stabilisation et de toiture.



### 5.3.2.3 Description de la structure

Les deux membrures inférieures sont composées chacune de deux poutres reconstituées de 36m afin de centrer les assemblages. Le système porteur transversal du pont est constitué de poutres sous-tendues (cf. photo) composées de poutres métalliques (en bleu sur la section transversale ci-dessous) et de poutres en bois massif. Ces poutres transversales sont disposées sous chaque tirant et chaque nœud inférieur du treillis principal. Elles s'accrochent aux deux poutres longitudinales en bois lamellé-collé sur lesquelles le solivage dense en bois massif est fixé. Ce dernier supporte le hourdis, composée de panneaux en lamibois (qui permettent aussi de rigidifier la structure), d'une couche d'étanchéité et un revêtement en béton bitumineux.

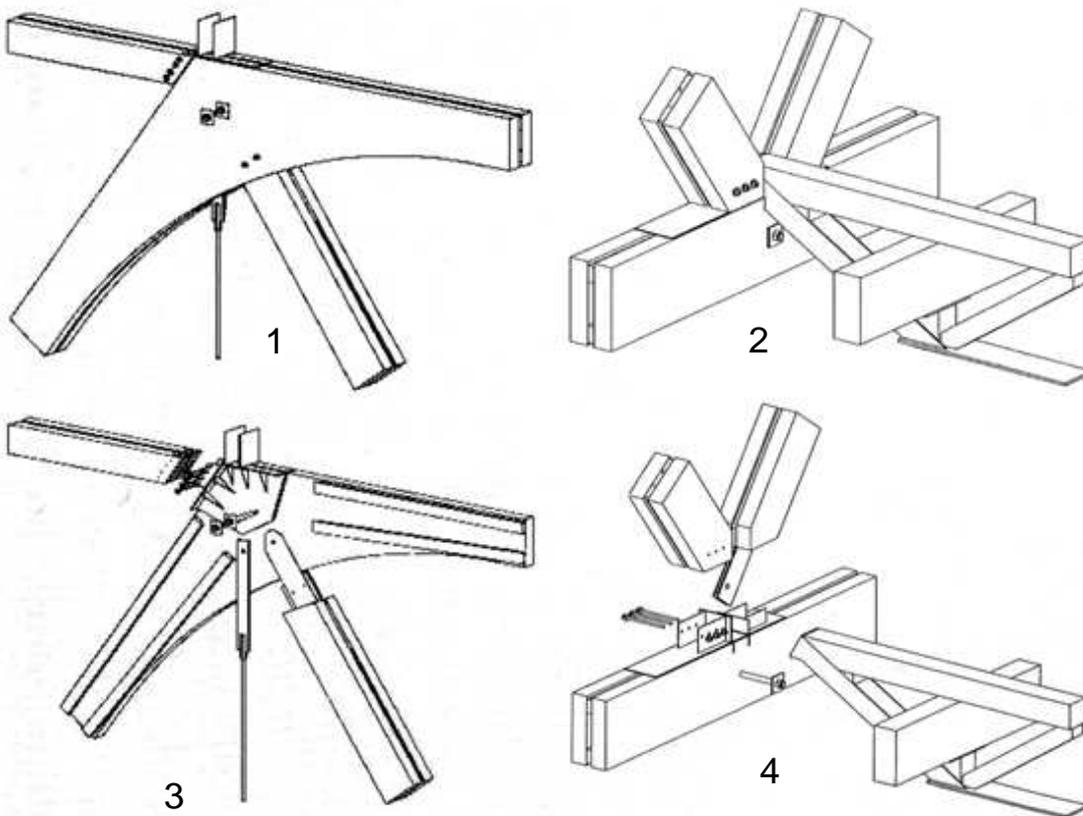


*Sous face du tablier et coupe transversale de principe*

#### 5.3.2.4 Equipements et dispositions constructives

Couvrir le pont renvoie bien entendu aux ponts en bois traditionnels, mais permet surtout d'éviter de nombreux traitements chimiques et d'assurer une plus grande longévité aux matériaux. De plus, la toiture permet de dispenser le tablier d'un système de récolte des eaux de pluie, récupérées en amont de la chaussée du pont. La couverture est réalisée par une tôle en zinc au titane (Cu-Ti-Zn), matériau choisi pour sa couleur claire, sa longévité et son coût nettement inférieur au cuivre ou à l'acier inox.

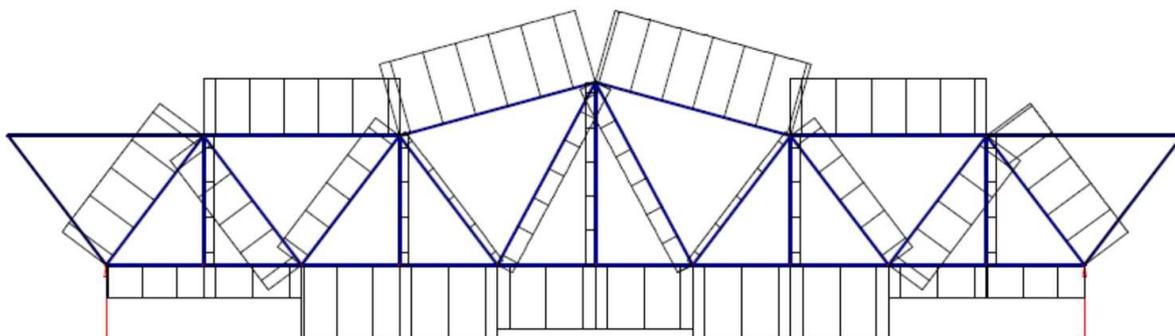
Pour minimiser le nombre de connexions, principal inconvénient des treillis, les diagonales comprimées et la partie adjacente de la membrure supérieure sont réalisées par des poutres cintrées continues, de rayon minimal égal à 5m. Des suspentes en acier inox permettent de diviser par deux la portée effective de la membrure inférieure, la réduisant ainsi à 3,6m. La transmission des efforts aux nœuds se fait par contact pour la compression et par des tôles clouées avec boulons d'articulation pour la traction.



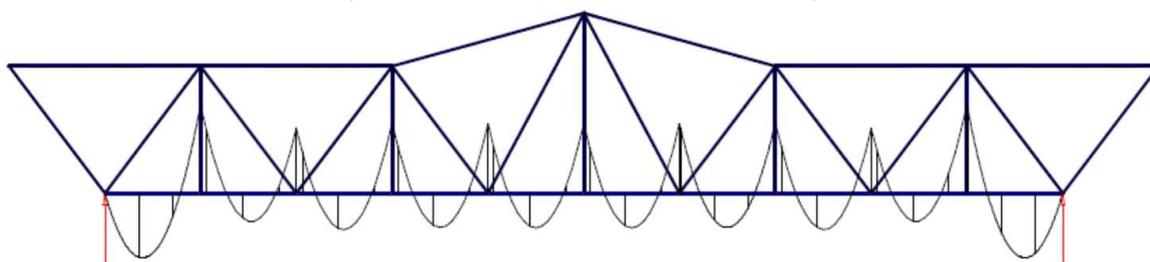
Connexions des membrures supérieure (1) et inférieure (2) : assemblées (1 et 2) et éclatées (3 et 4)

### 5.3.2.5 Comportement mécanique

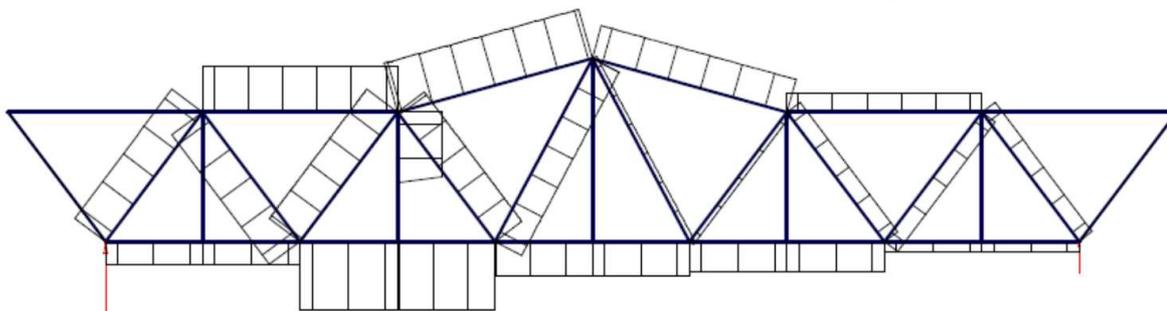
*Effort normal pour une charge uniformément répartie sur le tablier*



*Moment fléchissant pour une charge uniformément répartie sur le tablier*



*Effort normal sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*



### 5.3.2.6 Exécution

- Coût global de la construction : 460 000 € à titre indicatif (700 000 CHF)
- Durée des travaux : Février - Août 1991
- Entreprises de charpente : JPF, Bulle, Choulat, St-Ursanne

### 5.3.2.7 Sources

- <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/242>
- [http://www.jpf.ch/upload/portfolio\\_file/20070821140534145928360.pdf](http://www.jpf.ch/upload/portfolio_file/20070821140534145928360.pdf)
- journal structures en bois n°5 1er mars 1992
- <http://www.karl-gotsch.de/Monatsbruecken/2005Jan.htm>
- <http://fr.structurae.de/photos/index.cfm?JS=94422>

### 5.3.3 Passerelle sur le Neckar (Allemagne)



Photos K. Götsch

Maître d'ouvrage : Ville de Remseck  
 Maîtres d'œuvre : Sengler, Milbrandt  
 Année de réalisation : 1990

Trafic : piétons et cycles  
 Portées principales : 80m et 60m  
 Essence du bois : pin BLC

#### 5.3.3.1 Introduction

Ces deux passerelles concrétisent la fusion de six communes à proximité de Stuttgart en franchissant le Rems et le Neckar à leur confluence. Les deux ouvrages reprennent la forme du treillis (traditionnellement usité dans la région de Stuttgart) en innovant cependant tant sur le plan formel que technique. On remarque notamment la section triangulaire des ouvrages et leur couverture en verre. L'efficacité de la structure et la qualité de la couverture confèrent aux ouvrages légèreté et transparence, et participent à l'intégration des passerelles dans ce site naturel. La première passerelle (celle que nous étudions), a été livrée en 1990 ; la seconde, moins longue, a été construite plus tard mais sur le même modèle. On observe seulement quelques petites différences dans des détails d'assemblage, ce qui est le signe d'une bonne conception initiale.

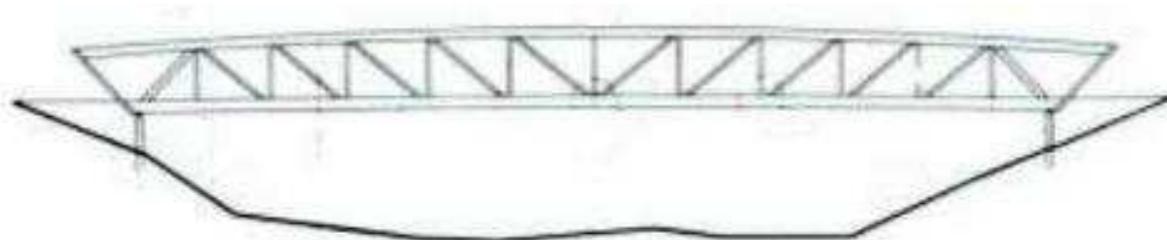


Vue de la passerelle

#### 5.3.3.2 Principe structural

L'ouvrage devait conserver un tirant d'air (ou gabarit de navigation) en-dessous de lui, ce qui éliminait d'office des systèmes à sous-tension, à béquilles ou en arc (étant donné la portée, une structure en arc aurait conduit soit à un trop grand surbaissément, soit à

une trop forte pente ; dans tous les cas, cela conduisait à d'importants travaux sur les rives pour reprendre les charges horizontales et mettre en œuvre les accès. Le système treillis avait l'avantage d'une grande rigidité structurelle d'une part, et demandait relativement peu de travaux de fondation d'autre part. La disposition spatiale du treillis sur une base triangulaire est mécaniquement stable (auto-contreventée) et permet d'intégrer naturellement une toiture.



*élévation montrant les membrures*

#### 5.3.3.3 Description de la structure

La poutre treillis de 80m de portée est composée de trois faisceaux de poutres triangulées formant en coupe un triangle équilatéral de 6,40 m de côté au niveau de l'appui et de 7,56 m en milieu de travée. Les deux faisceaux qui forment les parois de la passerelle sont en treillis type Pratt, et le treillis horizontal, assurant le contreventement horizontal est de type Warren avec des montants. Toutes les membrures du treillis sont courbes : les membrures inférieures sont à double courbure (pour augmenter la base de la section triangulaire et intégrer une contre-flèche) et la membrure supérieure est à simple courbure (pour augmenter la hauteur de la section triangulaire).

#### 5.3.3.4 Equipements et dispositions constructives

Le platelage se compose d'un revêtement en pin et de bandes d'étanchéité. Large de 3m, il repose sur les traverses et les trois poutres longitudinales du tablier. Au total, 296 m<sup>3</sup> de contreplaqué d'épicéa et 10 m<sup>3</sup> de bois d'œuvre ont été utilisés pour ce platelage. Le système est recouvert de tuiles de verre fixées sur des chevrons en bois lamellé-collé. Concernant la couverture, le verre de sécurité est fixé sur un élément en contreplaqué. Il peut être nettoyé de l'extérieur par l'intermédiaire d'un chariot mobile. Cette solution améliore la durabilité du bois en plus de protéger les piétons et les cyclistes de la pluie et du vent.



*Photo de gauche : la disposition des planches en diagonale rigidifie le tablier.*

*Photo de droite : on note la couverture sur la membrure supérieure*

Les membrures inférieures à double courbure et la membrure supérieure courbe sont constituées de doubles sections biaisées adjacentes en bois lamellé-collé de chant variable. Une contreflèche d'exécution leur a été donnée. Elles sont aboutées deux fois sur toute la longueur et connectées avec les barres du treillis par des plaques d'acier boulonnées.



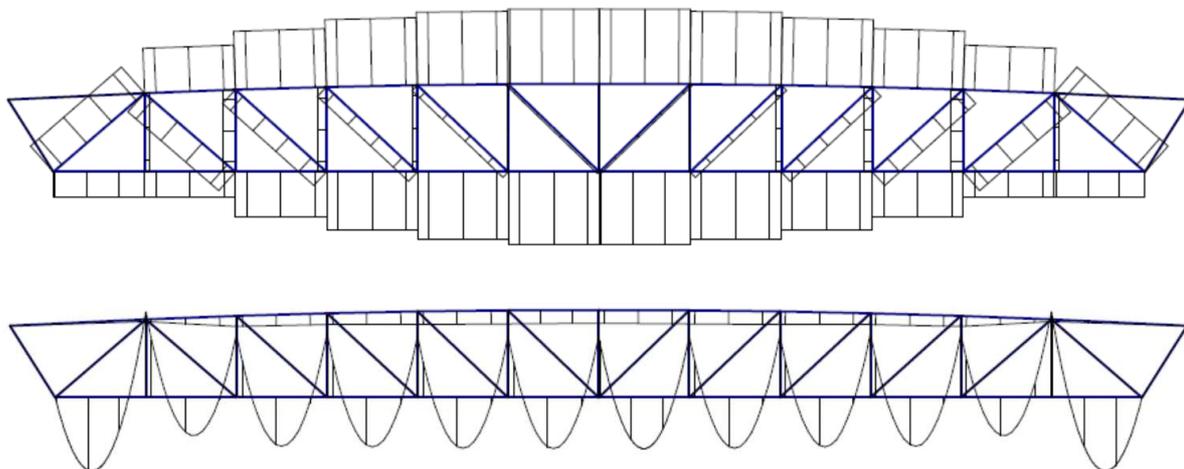
*Photo de gauche : nœud du treillis, assemblage par plaque acier*

*Photo de droite : vue de la sous-face du faisceau de base*

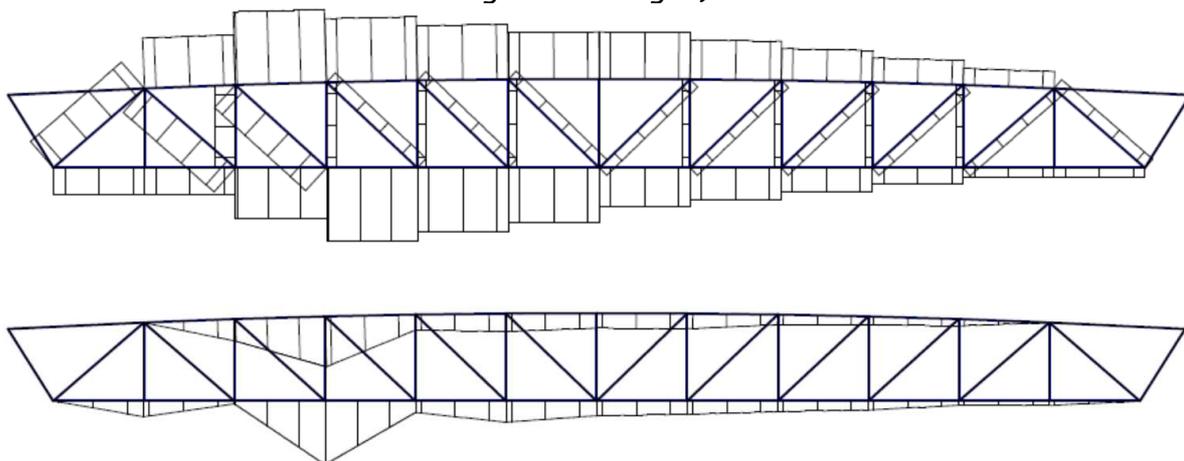
La toiture en verre assure une protection complète de l'ouvrage contre les intempéries. Par ailleurs, le bois lamellé-collé est imprégné et les pièces en acier sont galvanisées à chaud pour prévenir tout risque lié à l'humidité. Après plusieurs années de service, la structure n'a pas subi de dégâts et le bois demeure en parfait état.

### 5.3.3.5 Comportement mécanique

*Effort normal et moment fléchissant dans les poutres latérales pour une charge uniformément répartie*



*Effort normal et moment fléchissant sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*



### 5.3.3.6 Exécution

Montant global de l'ouvrage à titre indicatif (valeur en 1990) : 1 300 000 € (2 500 000 DM)

### 5.3.3.7 Sources

- Ausgewählte Kapitel der Tragwerkslehre, HOLZBAU Brückentragwerke, Technische Universität Dresden
- <http://www.karl-gotsch.de/Monatsbruecken/2005Jan.htm>. Photos reproduites avec l'aimable autorisation de K. Gotsch

### 5.4 Ponts à poutres sous-tendues



Figure 5-14 : Pont du Bouix (France)



Figure 5-15 : Passerelle de Val Cenis (France)



Figure 5-16: Pont de Sur-En (Suisse)



Figure 5-17: Passerelle de Mariac (France)



Figure 5-18 : Pont d'Ilonse (France)



Figure 5-19 : Passerelle de Voujeaucourt (France)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des Auteurs

Figure 5-14 : Pont du Bouix (France) J. Anglade

Figure 5-15 : Passerelle de Val Cenis (France) Charpente Concept

Figure 5-16: Pont de Sur-En (Suisse) V. Barbier

Figure 5-17: Passerelle de Mariac (France) J. Anglade

Figure 5-18 : Pont d'Ilonse (France) R. Le Roy

Figure 5-19 : Passerelle de Voujeaucourt (France) D. Calvi

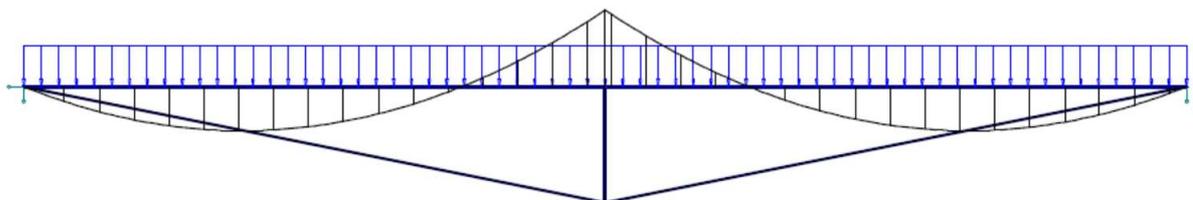
### 5.4.1 Généralités

Les poutres sous tendues sont des poutres disposant d'une augmentation de l'inertie, en dessous de la ligne d'appuis, constituée par un ou deux tirants. Ceux-ci prennent différentes géométries, en triangle, en trapèze, etc. (Figure 5-14, Figure 5-16, Figure 5-18), en fonction du nombre de poinçons. Ces poinçons viennent exercer un effort sur la poutre en bois dont la composante verticale peut s'assimiler à l'effort d'un appui élastique. Le renforcement par de 2 tirants latéraux (Figure 5-19) est intéressant pour stabiliser la structure vis-à-vis du déversement.

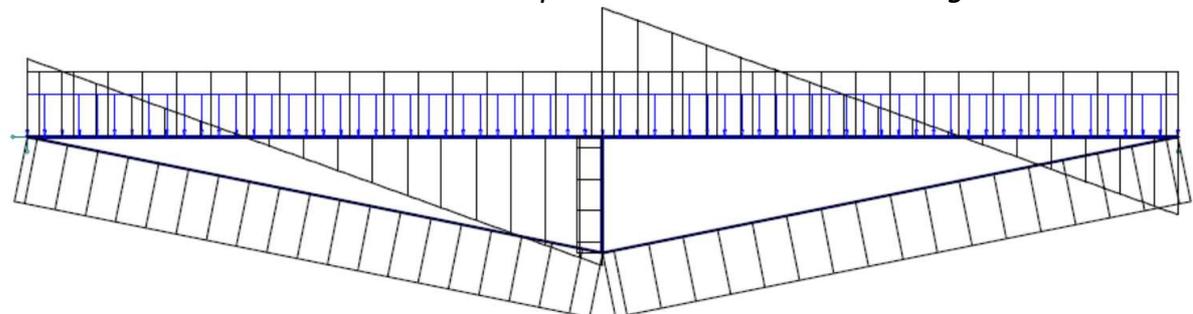
#### 5.4.1.1 Diagrammes de fonctionnement des poutres

Sur les schémas ci-dessous figurent les diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant dans une poutre sous tendue à un poinçon et pour une charge uniformément répartie.

*Moment fléchissant dans une poutre sous-tendue sous chargement uniforme*



*Efforts normal et tranchant dans une poutre sous-tendue sous chargement uniforme*



#### 5.4.1.2 Particularités de cette typologie pour la conception

La conception d'une poutre sous-tendue dépend, comme pour les treillis, des efforts et de la hauteur statique à disposition. Le système de sous-tension sera le plus souvent

métallique pour des raisons aussi bien architecturales (alléger visuellement la structure) qu'économiques (éviter les assemblages bois en traction, trop coûteux). Les principaux points à vérifier sont :

- le système de sous-tension, sollicité en traction. La liaison avec la poutre de base doit être étudiée minutieusement pour assurer une bonne transmission des efforts ;
- le poinçon, sollicité en compression. Ce n'est pas la vérification au flambement qui pose problème (le poinçon étant court), mais le transfert de charges d'une part avec l'élément métallique (par une plaque de transmission) et d'autre part avec la poutre de base (par un talon en bois dur pour réduire les contraintes de compression transversale) ;
- stabilisation hors-plan, qui peut être résolue par la réalisation d'une contre-flèche dans la poutre raidie (en ancrant les tirants au niveau des appuis, tout déplacement tridimensionnel du poinçon est empêché par la longueur des tirants).

#### Tirants passifs et tirants précontraints

Dans le cas de tirants « passifs », les sollicitations de flexion / compression engendrées par le système de sous-tension dans la poutre de base (ou poutre raidie) sont dues uniquement aux charges propres et aux charges de trafic, alors que dans le cas de tirants « actifs », des sollicitations apparaissent dans la poutre de base du fait de la précontrainte.

Comparaison des contraintes dans une poutre simple et une poutre raidie pour un chargement uniformément réparti,  $p$  :

- Pour une poutre non raidie, la contrainte maximale de compression ou de traction

$$\text{sous chargement uniforme, } p, \text{ est définie par : } \sigma_{\max,C/T} = \frac{3 \cdot p}{4b} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2$$

- Pour une poutre raidie à un poinçon, la contrainte maximale de compression sous

$$\text{chargement uniforme, } p, \text{ est définie par : } \sigma_{\max,C} = \frac{3 \cdot p}{4 \cdot b} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 + \frac{N}{b \cdot h}$$

$$\text{Et la contrainte maximale de traction par : } \sigma_{\max,T} = \frac{3 \cdot p}{4 \cdot b} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 - \frac{N}{b \cdot h}$$

Avec, conformément au schéma ci-dessous :

$R$  : effort de compression dans le poinçon

$T$  : effort de traction dans les tirants

$N$  : effort de compression dans la poutre raidie, développé par la sous-tension.

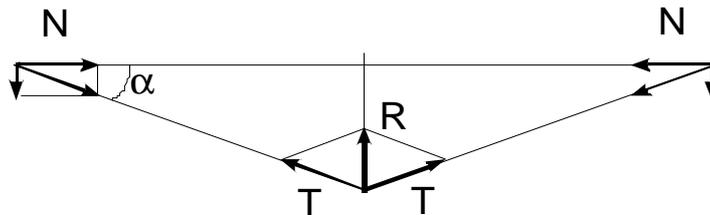
$b, h$  : largeur et hauteur de la section de la poutre

$L$  : portée de la poutre, raidie ou non

L'effort  $R$  dans le poinçon est bien sûr fonction de la raideur des tirants. Il apparaît que la sous-tension est toujours intéressante pour réduire la contrainte de traction. En ce qui concerne la compression, la sous-tension reste intéressante si :

$$\frac{3}{4} + \frac{N}{p \cdot h} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^2 \leq 3 \text{ soit } \tan \alpha \geq \frac{5}{18} \cdot \frac{L}{h}$$

car  $R = 2T \cdot \sin(\alpha)$  et  $N = T \cdot \cos(\alpha)$  donc  $N = R / (2 \cdot \tan(\alpha))$



- Application numérique : avec  $h/L = 1/10$ , la sous-tension demeure avantageuse en compression si :  $\alpha \geq 1,6^\circ$
- Pour une poutre raidie à un poinçon avec des tirants précontraints : on peut faire le même calcul en considérant qu'il y a de la précontrainte  $N'$  dans les tirants. La précontrainte permet de réduire les contraintes dans la poutre sous-tendue par rapport à la poutre simple si  $N'$  respecte la condition :

$$\frac{N'}{2 \cdot p \cdot L} \leq \frac{9 \cdot L}{8 \cdot h} - \frac{5}{16 \cdot \tan \alpha}$$

- Modélisation

Modèle de base permettant de déterminer les moments et les efforts normaux :

- poutre de base assimilée à une poutre sur plusieurs appuis
- système de sous-tension assimilé à un système triangulé

Modèle plus fin :

- prise en compte de la contre-flèche et/ou des systèmes de stabilisation hors-plan
- effets de couplage poutre/sous-tension

#### 5.4.1.3 Ordres de grandeur usuels :

- $l = 15 - 35$  m
- élancement  $h/L > 1/12$

#### 5.4.1.4 Exemples présentés :

- Pont du Bouix (Commune de Barnas, Ardèche)
- Passerelle de Val Cenis (Commune de Val Cenis, Savoie)

### 5.4.2 Pont du Bouix



Maître d'ouvrage : Commune de Barnas  
 Maître d'œuvre : Anglade Structure Bois  
 Année de réalisation : 2006

Trafic : limité à 3,5t (1 voie de circulation)  
 Portée princ. : 37,5 m (Largeur : 2,76 m)  
 Essence du bois : châtaignier massif, BLC

#### 5.4.2.1 Introduction

« Comment économiser 40 % du coût par rapport à un pont acier ? En évitant de bâtir des piles coûteuses, en utilisant la pile existante, pour porter sur 40 m puis 11. Le thème du dos d'âne, largement présent dans les ponts anciens pour permettre l'emploi de pleins cintres, est ici utilisé pour développer une hauteur statique. Tous les bois de structure sont protégés, intérieurement par l'étanchéité qui remonte, extérieurement par des vantelles en châtaignier. » (Jacques Anglade)



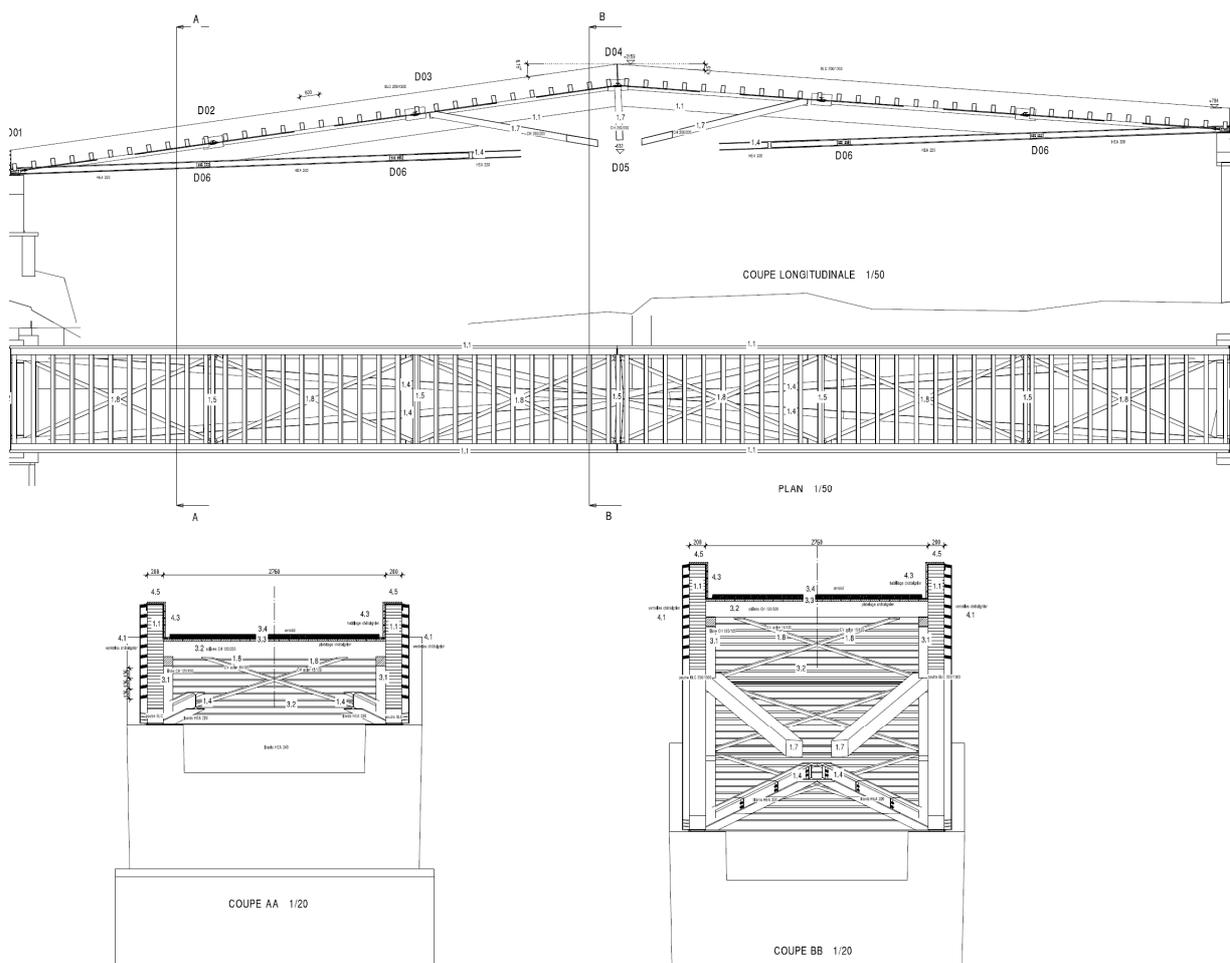
*Anciennes et nouvelles travées.*

#### 5.4.2.2 Principe structural

Le franchissement de la rivière était auparavant permis par un pont à plusieurs arches en pierre, jusqu'à ce que l'érosion emporte l'une d'elles. Le nouvel ouvrage rétablit le passage en s'inscrivant dans le tracé et le profil des arches existantes. La forme en dos d'âne utilisée pour la voûte en plein cintre, est ainsi transposée pour la construction de la nouvelle travée en poutre sous-tendue. La travée intermédiaire est quant à elle franchie par des poutres simples.

### 5.4.2.3 Description de la structure

Le franchissement des 51 mètres séparant la rive gauche de l'arche existante est assuré par deux travées asymétriques et au fonctionnement structural différent. La première, de 37,5 mètres, fonctionne en poutre sous-tendue : deux fermes triangulées en bois lamellé-collé (poutres raidies de section 200x1300, contrefiches de section 200x200) avec des tirants en acier (tiges de Ø 60). La seconde, de 13,5 mètres, fonctionne comme une poutre simple sur deux appuis (poutres BLC 200x760).



*Coupe longitudinale, plan et coupes transversales*

### 5.4.2.4 Equipements et dispositions constructives

Platelage, solives et bardages sont en châtaignier, essence naturellement durable et disponible dans la région. Le platelage, composé de planches (de section 50x180) repose sur des solives (de section 120x220) fixées dans la partie basse des arbalétriers. Platelage et solivage sont protégés des intempéries par une couche d'étanchéité et d'enrobé, tandis que les arbalétriers sont couverts d'un habillage en châtaigner à l'intérieur et de ventelles clouées en châtaignier à l'extérieur.

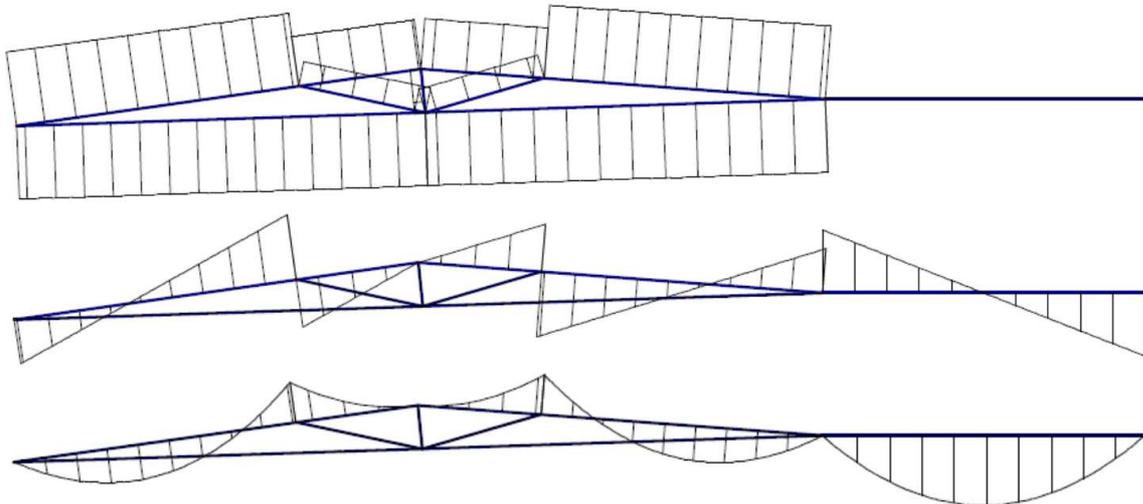


Photo de gauche : platelage longitudinal de planches bouvetées en châtaignier

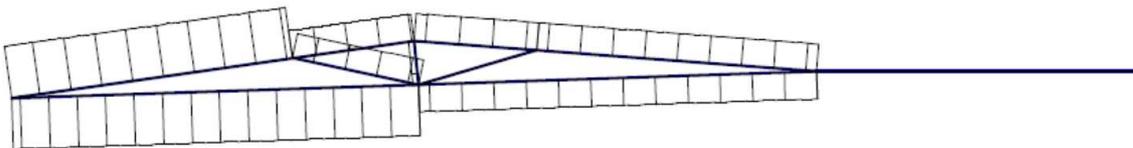
Photo de droite : ventelles en châtaignier pour la protection des poutres principales

#### 5.4.2.5 Comportement mécanique

*Efforts normal, tranchant et moment fléchissant sous chargement réparti uniforme*



*Effort tranchant sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*



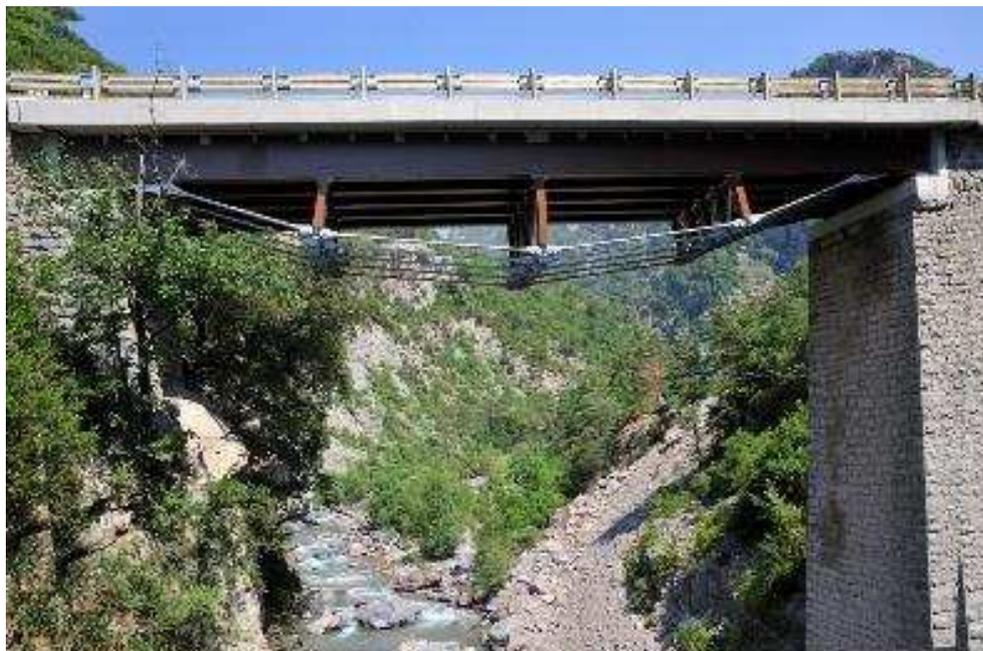
#### 5.4.2.6 Exécution

Entreprise de charpente : Mouraret

#### 5.4.2.7 Sources

- <http://www.anglade-structures-bois.fr/> (dont sont extraits plans, images et texte de présentation, avec l'aimable autorisation de J. Anglade)
- Revue Séquences bois, n°72
- <http://www.cete-est.developpement-durable.gouv.fr/differents-types-de-structures-a2064.html>

### 5.4.3 Pont d'Ilonse

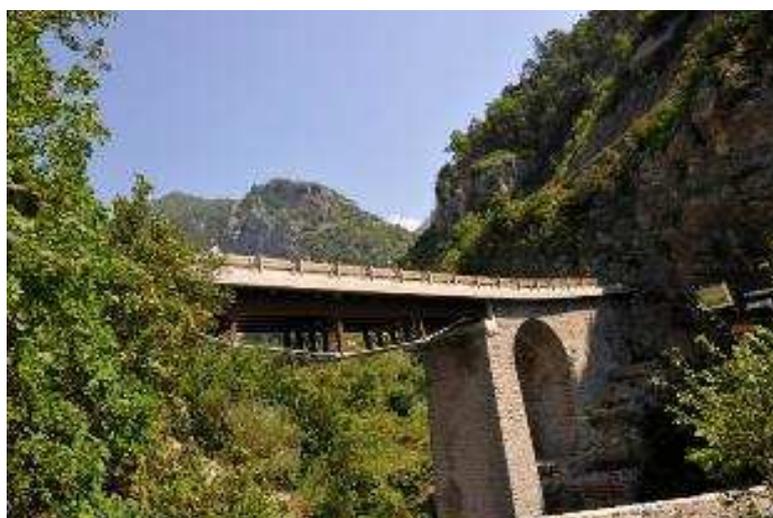


Maître d'ouvrage : CG Alpes Maritimes  
 Maître d'œuvre : CG Alpes Maritimes  
 Année de réalisation : 2010

Trafic : limité à 30t (classe 3 du fasc. 61)  
 Portée principale : 21 m (Largeur : 4.00 m)  
 Essence du bois : Douglas purgé d'aubier

#### 5.4.3.1 Introduction

L'ouvrage d'origine était un tablier mixte acier-béton. La corrosion avancée de la poutraison a conduit au remplacement de cet ouvrage par un pont en bois et béton. Le tablier est constitué de poutres sous tendues en bois lamellé collé (BLC) et d'un hourdis en béton armé.



*Ancien et nouveau ponts*

### 5.4.3.2 Principe structural

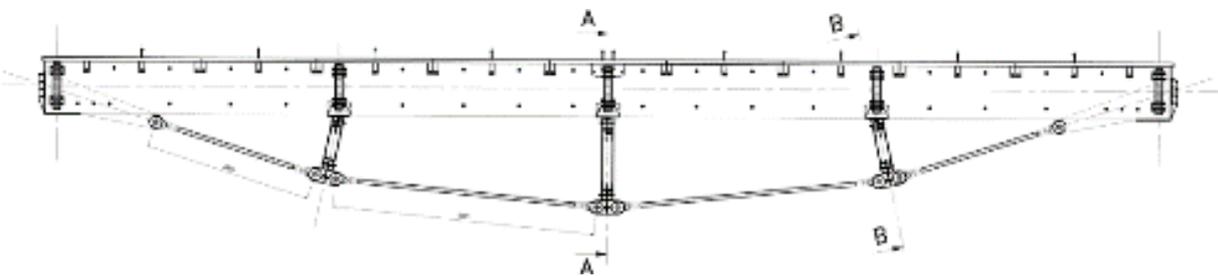
La structure porteuse est constituée de 5 poutres isostatiques sous tendues de 21m de portée, disposées avec un entraxe de 1 m. La dalle en béton armé préfabriquée est fixée aux poutres par un dispositif autorisant les variations dimensionnelles différentielles longitudinales entre le bois et le béton. Autrement dit, la dalle en béton ne participe pas significativement à la raideur globale de l'ouvrage si ce n'est par son inertie propre, laquelle est faible au regard de celle des poutres sous tendues. Il ne s'agit donc pas d'un ouvrage mixte au sens courant du terme (voir § 5.9.3.2).

### 5.4.3.3 Description de la structure

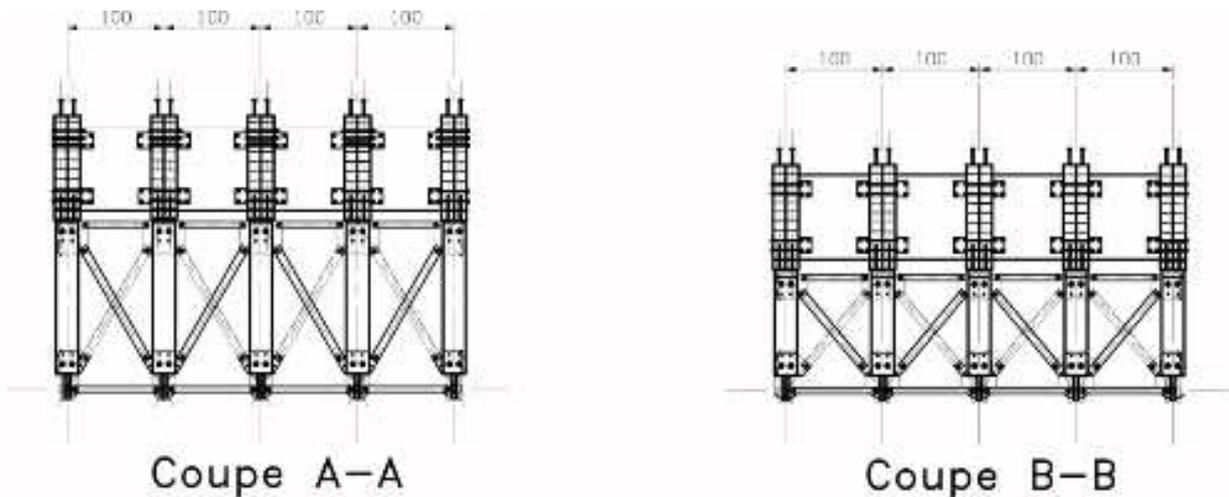
Chaque poutre treillis a été intégralement pré-assemblée en atelier et est composée de la manière suivante :

- 2 poutres en lamellé collé de dimensions  $0,132 \times 1,084 \text{ m}^2$  jumelée par collage et boulonnage en partie supérieure, et travaillant en compression.
- Une sous-tension en tirant métallique constituée par des barres pleines en acier de diamètre 72mm.
- 3 potelets en lamellé collé travaillant en compression.
- un ensemble en profilé en « U » coiffant l'extrados des poutres en BLC. Les goujons soudés sur ces tôles assurent la transmission d'efforts verticaux avec le hourdis en béton tout en permettant sa dilatation (voir plus loin).

Le hourdis en béton armé repose sur les cinq poutres sous tendues. Les poutres de rive sont calculées pour supporter, en plus des charges verticales, la reprise des efforts dus à un choc de véhicule sur les glissières de sécurité. Afin de répartir au maximum les efforts sur les 5 poutres porteuses, un entretoisement constitué d'un treillis métallique placé au niveau des potelets bois est prévu. Ce dispositif transversal est complété par des poutres en bois (appelées également entretoises) de dimensions  $0,132 \times 0,88 \text{ m}^2$  dont le rôle est de s'opposer au déversement et au flambement des poutres principales.

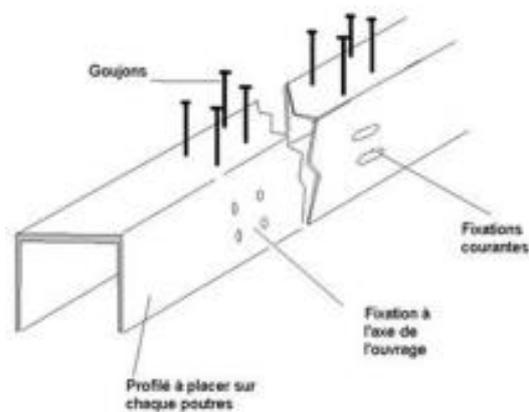


*Coupe longitudinale des poutres sans le béton*



*Coupes transversales en 2 sections. Vue de l'entretoisement en treillis métallique (répartition des efforts sur les poutres principales) et des entretoises en bois (anti déversement et anti flambement)*

La liaison entre les poutres maîtresses et le hourdis en béton armé a été conçue pour éviter un fonctionnement en structure mixte (voir schéma ci-dessous). Cette condition a nécessité la conception d'une liaison qui autorise les dilatations différentielles entre les poutres principales et le béton armé. La liaison est constituée d'une tôle en « U », coiffant la face supérieure des poutres principales, sur laquelle des goujons, qui seront noyés dans le béton, ont été soudés. Sur les faces latérales, des perçages de forme oblongue orientés horizontalement libèrent les mouvements relatifs horizontaux du béton armé et du bois. Néanmoins, à mi portée, un boulonnage ordinaire permet la reprise des efforts horizontaux, transmis par le hourdis en béton armé aux poutres en BLC, tels que ceux de freinage par exemple.



*Vue de la tôle en « U » coiffant les poutres principales et permettant la dilatation de la dalle en béton par rapport au bois grâce aux perçages de forme oblongue*

### 5.4.3.4 Equipements et dispositions constructives

La sous tension est constituée de barres pleines liées à leur extrémité aux potelets en bois par un dispositif chape-oreille.

Les appuis des poutres sont des appuis en néoprène frettés ordinaires. Cependant, les concepteurs ont interposé une tôle métallique, faisant partie du dispositif d'ancrage de la sous tension, entre les appuis en néoprène et le talon des poutres en BLC. D'une manière générale, les ferrures sont conçues pour éviter toute accumulation d'eau au contact du bois.

En ce qui concerne la durabilité, le bois est un Douglas purgé d'aubier (classe 3 naturellement, dimensionnement : GL24h AG) traité par 1 couche insecticide / fongicide/ anti termite + 2 couches de lasure hydrofuge.



*A gauche : Vue des tirants en acier de la sous tension des poutres en BLC*

*A droite : Vue de la culée et des dispositifs d'appuis*

Les profilés métalliques de la glissière de sécurité T40 sont masqués par des poutres en bois massif tel que l'indiquent les photos ci-dessous.



**5.4.3.5 Exécution**

Réalisation : GTM TP Côtes d'Azur (génie civil, dalle béton armé) - FARGEOT - Arbonis (structure bois sous tendue)

Bureaux d'étude exécution : Fargeot (bois/métal) / Sud Exe (Génie Civil)

Contrôle qualité externe sur les bois effectué par le LRPC de NANCY (en sortie de scierie, puis en atelier)

Entreprise de charpente : Arbonis

Prix de la structure Bois / Métal : env 150k€

**5.4.3.6 Sources**

Documents internes Fargeot, et Sud Exé. Photos Fargeot et R. Le Roy.

Reproduit avec leur aimable autorisation.

### 5.4.4 Passerelle de Val Cenis

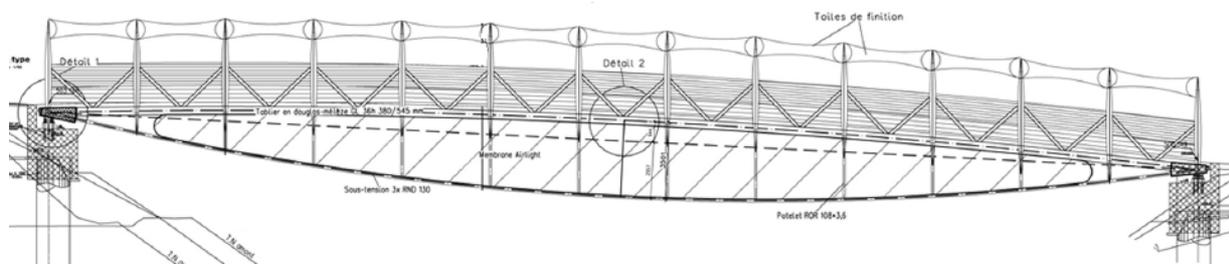


Maître d'ouvrage : SIVOM de Val Cenis  
 Maître d'œuvre : Barbeyer, Büchi  
 Année de réalisation : 2005

Trafic : skieurs, piétons, véhicules 11 t  
 Portée principale : 52m (Largeur : 8 m)  
 Essences du bois : mélèze

#### 5.4.4.1 Introduction

Dominés par le Col du Mont Cenis, Lanslebourg et Lanslevillard forment la station de Val Cenis. Pour accéder à une nouvelle télécabine et améliorer la desserte du domaine skiable depuis le village, il fallait construire un ouvrage franchissant l'Arc, la rivière qui serpente dans la vallée. Outre la portée de 52 m, les charges à considérer étaient exceptionnelles, car il fallait ajouter le poids de la neige (nécessaire pour garantir le passage des skieurs) et des engins de pistes. S'agissant d'une poutre sous tendue, le projet ne serait remarquable que par sa portée, si la reprise des efforts différentiels n'était assurée par un système tout à fait nouveau, mis en place pour la première fois dans le cadre d'une structure bois. Cette méthode combine des éléments en compression et une sous tension maintenue partiellement par une membrane en silicone renforcée par des fibres de verre, résistante aux UV, et maintenue en forme par de l'air à faible pression. Les éléments travaillent ainsi au maximum de leur capacité et les problèmes d'instabilité sont évités, permettant d'obtenir des systèmes légers, peu volumineux et d'une capacité portante maximale.



Coupe longitudinale



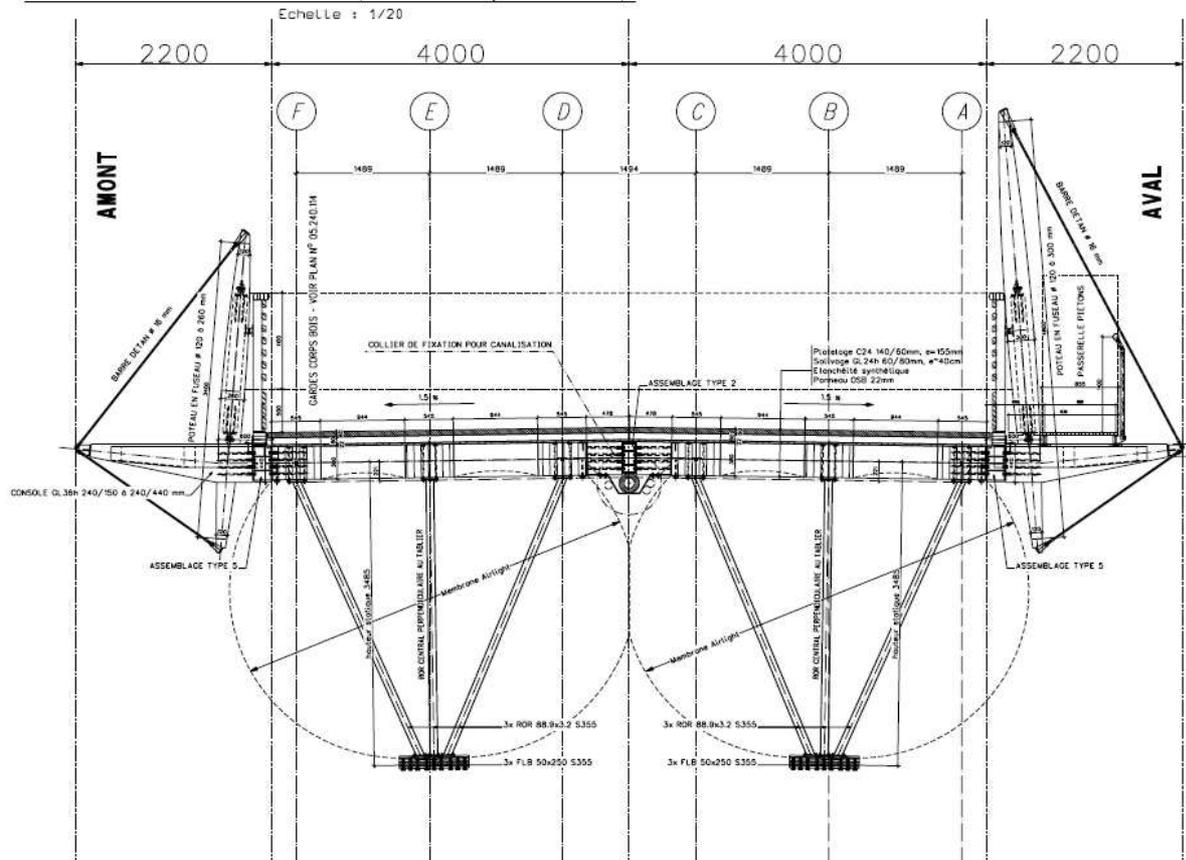
*Vue générale du tablier. Les mâts haubanés portent la partie piétonne*

#### 5.4.4.2 Principe structural

La construction d'un pont pour le franchissement de skieurs nécessite un cahier des charges très particulier. En effet, il faut reprendre des charges de neige importantes (de l'ordre de 1,5 tonnes par m<sup>2</sup>), ainsi que les surcharges liées aux skieurs et aux engins de déneigement. Au total, les charges réparties à reprendre sont plus importantes que celles d'un pont dimensionné pour le franchissement de camions de 40 tonnes.

Pour alléger la structure et gagner en élégance structurale, les concepteurs ont intégré le système « Tensairity Airlight » qui consiste à supporter partiellement la sous tension avec une membrane en fibre de verre et silicone gonflée sous une pression d'environ 0,2 MPa. La sous tension métallique est constituée de plats en acier de nuance S355, maintenus par une série de potelets en tube acier de diamètre 88,9 mm et de 3,2 mm d'épaisseur, visibles sur la coupe transversale. La membrane permet principalement de rigidifier le tablier transversalement et de réduire la « longueur de flambage » dans les éléments comprimés (treillis BLC à plat). Une combinaison accidentelle a été prise en compte dans le dimensionnement. En cas de fuite d'air de la membrane, la sous-tension avec les potelets métalliques a été dimensionnée pour résister seule à cette combinaison. En outre un compresseur de secours est liée à un système d'alarme, lui-même relié au réseau de téléphonie mobile.

### COUPE TRANSVERSALE AXE 7 (hauteur statique maximale)



Coupe transversale à la hauteur maximale du tablier



Membrane de sous tension



Vue de la sous face du tablier

#### 5.4.4.3 Description de la structure

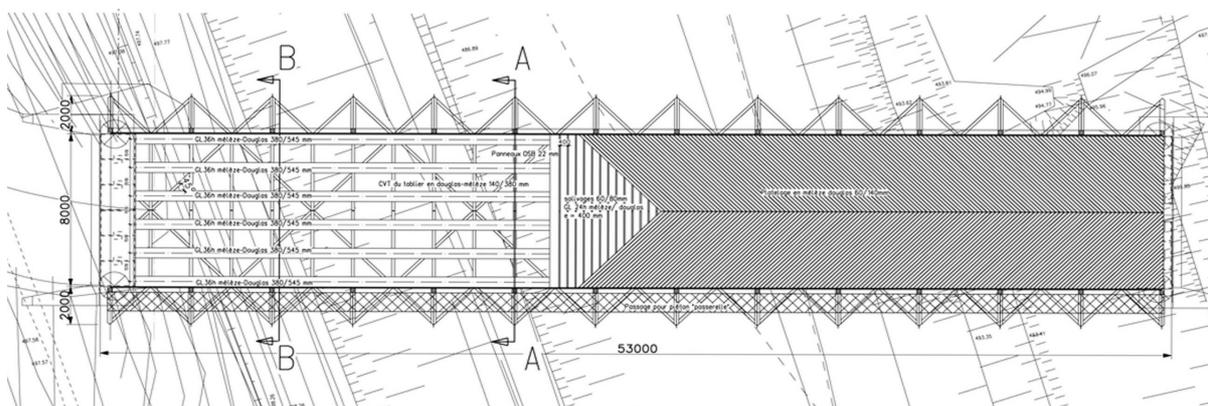
La partie principale est constituée d'une poutre treillis en BLC à plat à l'extrémité de laquelle est fixée la sous tension et la membrane gonflée. Le solivage supporte le platelage disposé en diagonal. Les mâts haubanés permettent de supporter sur un des côté de la passerelle la partie piétonne ainsi que les garde-corps.



Détail des têtes des mâts



Vue du platelage



Vue en plan du tablier

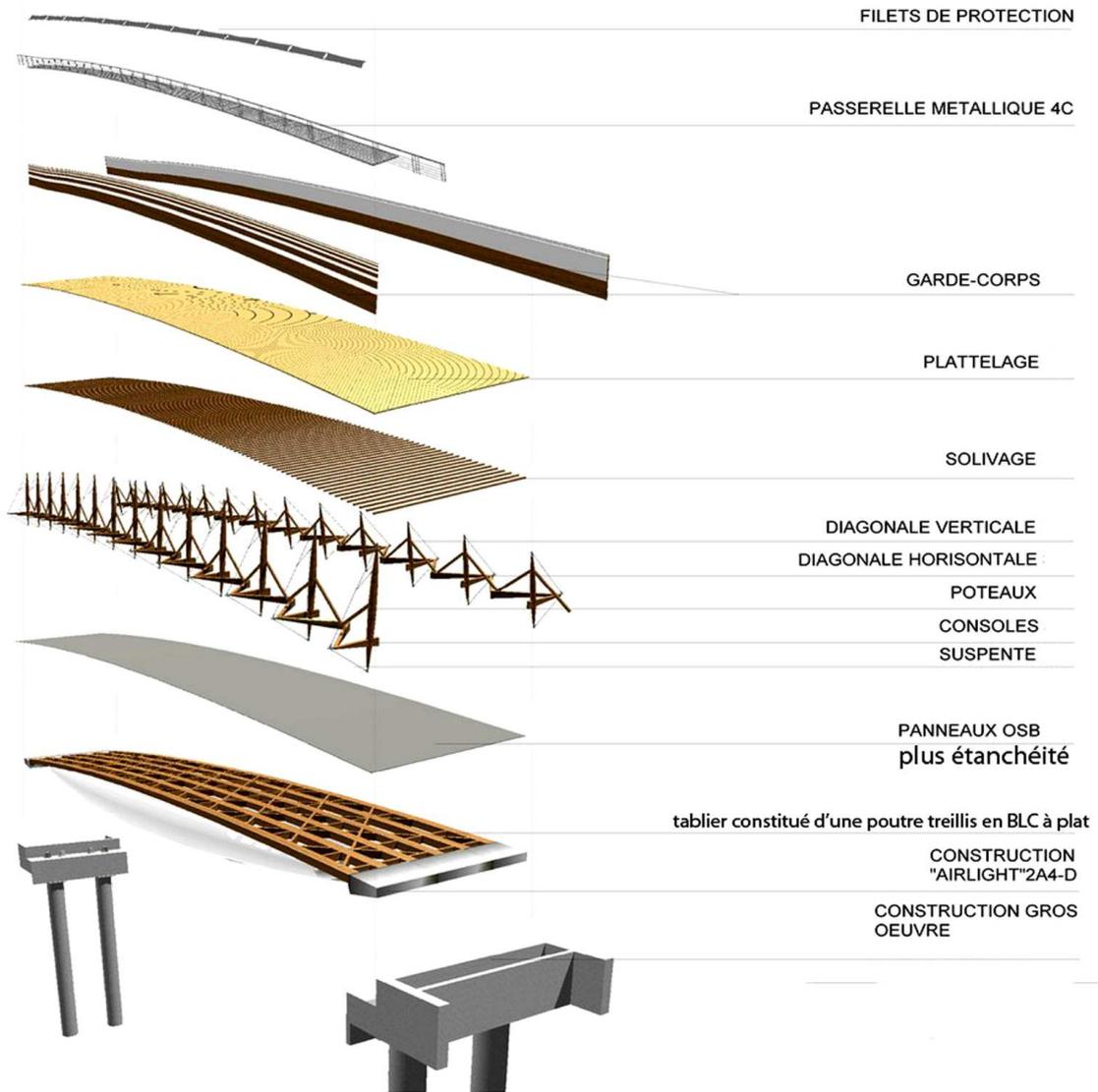
#### 5.4.4.4 Equipements et dispositions constructives

Le choix a été fait d'une essence locale, le mélèze, aussi bien d'un point de vue économique que technique (le mélèze étant naturellement durable). Celui-ci constitue le tablier du pont, le platelage de surface, les barrières, les garde-corps et les mâts qui haubantent la partie piétonnière de l'ouvrage.

Concernant l'étanchéité, une première série de « solives principales » est fixée sur le panneau OSB du tablier, l'étanchéité recouvrant cet ensemble. Une seconde série de « solives principales » est fixée sur la première en « pinçant » l'étanchéité, l'eau s'écoulant transversalement au tablier. Les fixations traversant l'étanchéité ont été limités au maximum. Il existe enfin des « solives secondaires » intermédiaires qui ne sont pas fixées au tablier.

Les liaisons d'assemblage sont effectuées au moyen du système Ferwood (équivalent au système Résix®, voir chapitre 4.5), consistant à lier les pièces de bois entre elles avec des tiges encollées et scellées avec une résine époxy. Ce moyen d'assemblage permet

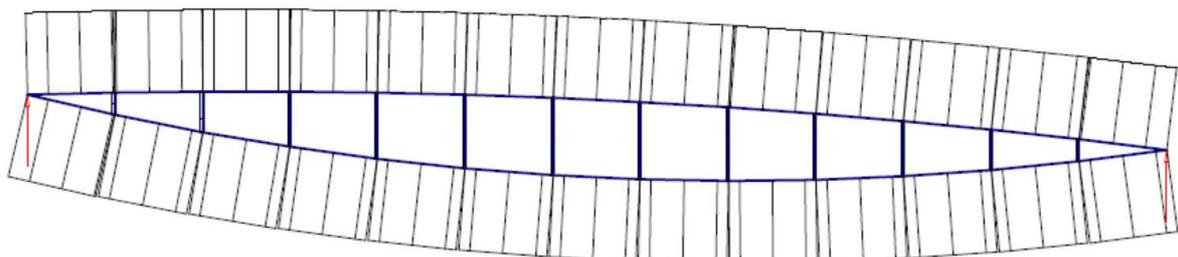
notamment d'obtenir des connexions étanches à l'eau. Les mâts sont interrompus au niveau des consoles mais encastrés à celles-ci grâce à cette technique.

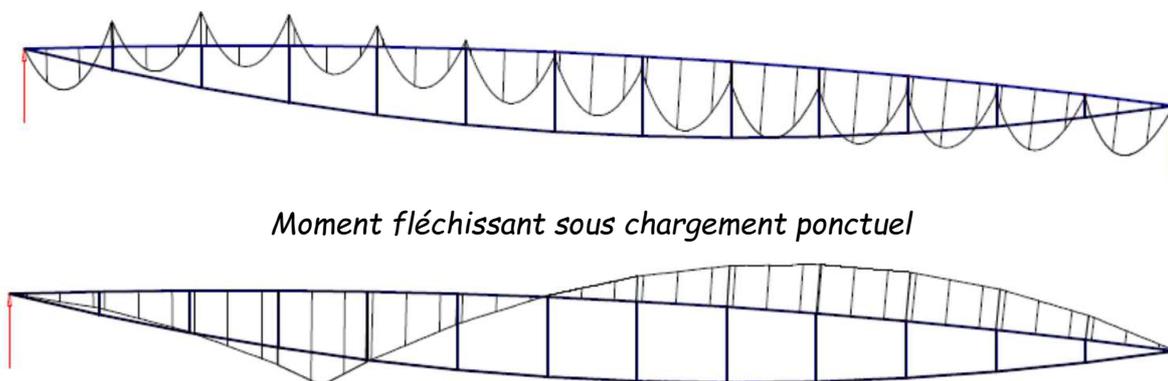


Modélisation éclatée

5.4.4.5 Comportement mécanique

Effort normal et moment fléchissant dans les poutres longitudinales sous chargement réparti uniforme sur la moitié de la travée





*Moment fléchissant sous chargement ponctuel*

#### 5.4.4.6 Exécution

« La méthodologie de montage retenue consiste à pré-assembler 2 demi-ponts de 4m de large et de 52m de long sur la rive droite de la rivière l'Arc, puis de les lever l'un après l'autre au moyen de 2 grues de 200 tonnes et d'une grue de 500 tonnes et de leur faire franchir la rivière en une seule opération de pose » (source : dossier de presses Charpentes concept).



*Vues des opérations de levage*

Coût global de l'ouvrage à titre indicatif : 800 000 € à titre indicatif (hors terrassements, valeur en 2005).

#### 5.4.4.7 Sources

- <http://www.charpente-concept.com/presentation-valcenis.htm>
  - documents internes Charpente Concept
- Reproduction avec l'aimable autorisation de Charpente Concept.

### 5.5 Ponts à fermes et bow-string

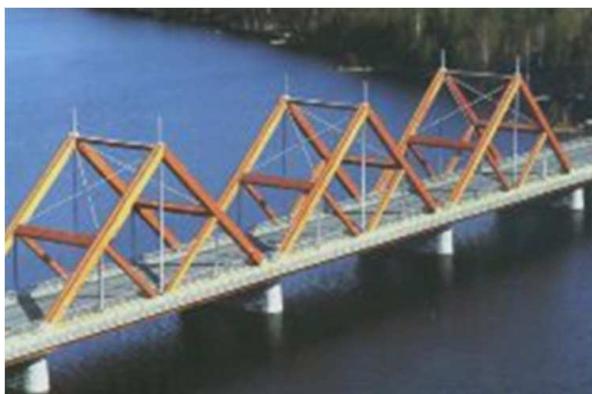


Figure 5-20 : Pont de Vihantasalmi (Finlande)



Figure 5-21 : Passerelle Pinot (France)



Figure 5-22 : Pont de Hyakumeishi (Japon)



Figure 5-23 : Passerelle d'Innertkirchen (Suisse)



Figure 5-24 : Pont de Gestüthof (Autriche)



Figure 5-25 : Passerelle d'Emmensteg (Suisse)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des Auteurs

Figure 5-20 : Pont de Vihantasalmi (Finlande) ©DR

Figure 5-21 : Passerelle Pinot (France) CNDB

Figure 5-22 Pont de Hyakumeishi (Japon) ©DR

Figure 5-23 Passerelle d'Innertkirchen (Suisse) W. Minder

Figure 5-24 Pont de Gestüthof (Autriche) ©DR

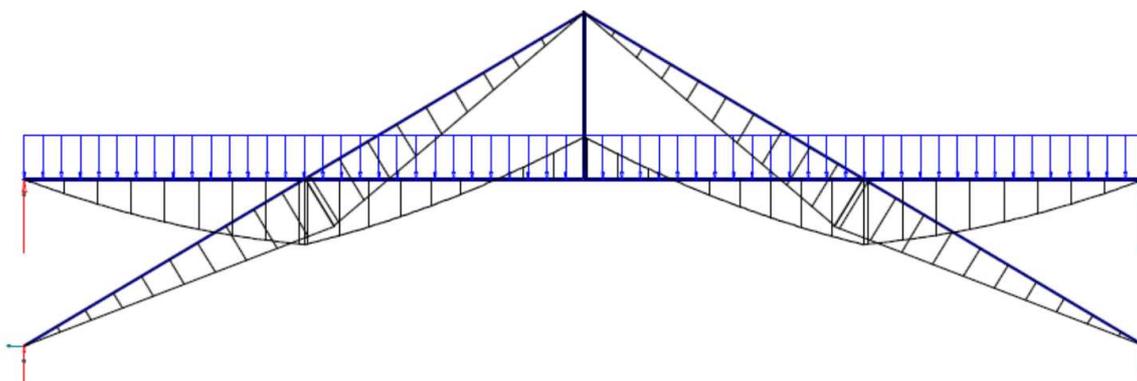
Figure 5-25 : Passerelle d'Emmensteg (Suisse) W. Minder

### 5.5.1 Généralités

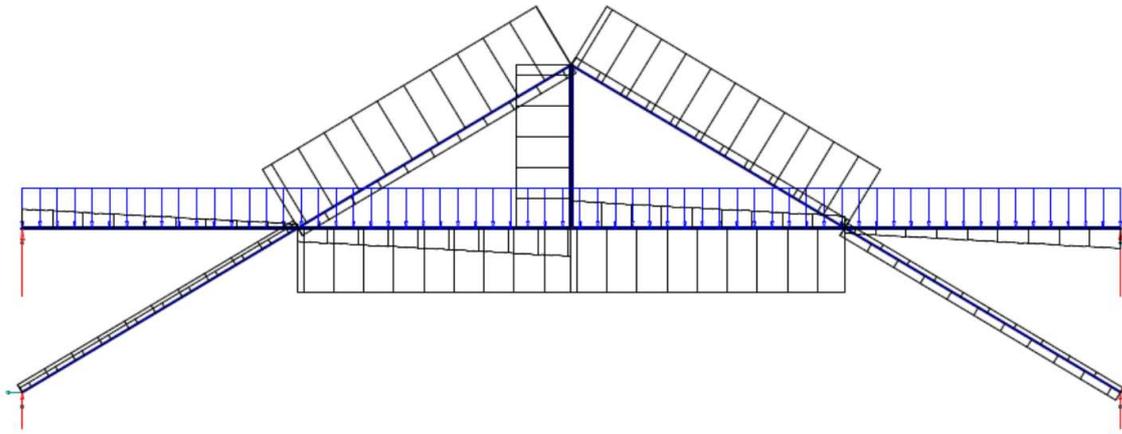
Les systèmes sous-tendus font varier localement l'inertie « par le bas ». La même approche peut s'effectuer « par le haut ». On distingue alors deux familles : les fermes et les bow-strings. Le terme « **ferme** » englobe tous les systèmes à barres à trois articulations, constitués de deux éléments structuraux obliques en compression (arbalétriers) assemblés entre eux par une articulation et d'un élément structural horizontal en traction (entrait), donnant ainsi un ensemble isostatique. Le terme « **bow-string** » comprend les systèmes composés d'un arc lié à un tirant (ou corde) : la poussée de l'arc est équilibrée par la traction du tirant horizontal. Dans les deux cas, il s'agit de variantes de la poutre simple développant une hauteur statique au-dessus du niveau des appuis : la **membrure supérieure (arbalétriers ou arc) est en compression**, la **membrure inférieure (entrait ou tirant) est en traction**, et les réactions aux appuis sont verticales.

Enfin, certains ponts ayant l'allure de ponts à fermes fonctionnent en réalité comme des ponts en arc, c'est-à-dire qu'ils génèrent des réactions d'appui à composante verticale et horizontale, et cela même sous charge uniquement verticale. Comme pour les ponts en arc, ces ponts nécessitent alors un sol de bonne qualité capable de reprendre ces efforts de poussée.

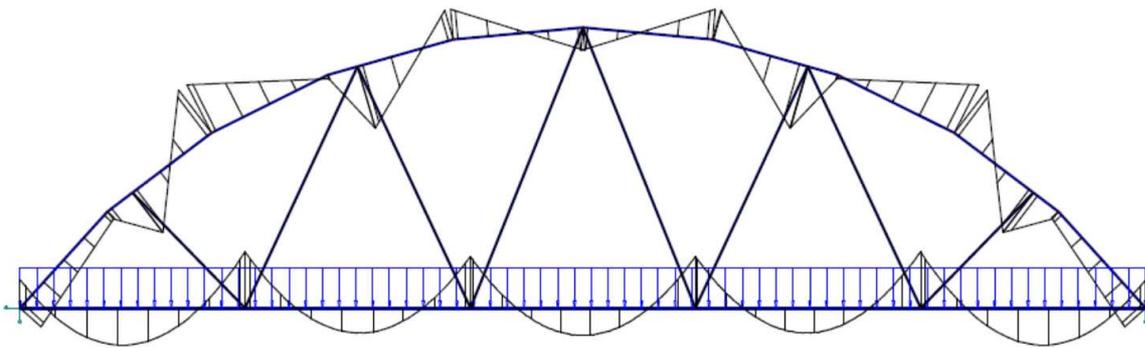
#### 5.5.1.1 Diagrammes du fonctionnement des poutres



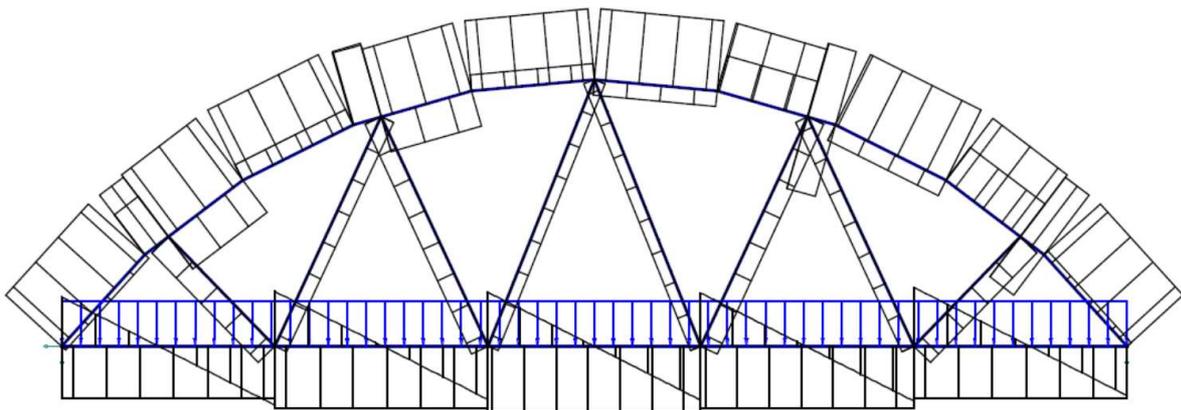
*Moment fléchissant dans pont à ferme sous chargement uniforme*



*Efforts normal et tranchant dans un pont à ferme sous chargement uniforme*



*Moment fléchissant dans une poutre bow-string sous chargement uniforme*



*Efforts normal et tranchant dans une poutre bow-string sous chargement uniforme*



Ponts ayant l'allure de ponts en fermes mais fonctionnant comme des ponts en arc (à gauche : pont de Brodhüseli, Suisse ; à droite : passerelle du Borgeaud, Suisse)

#### 5.5.1.2 Principales vérifications

Les vérifications viseront d'abord les membrures supérieures (arbalétriers ou arcs), et les articulations. Pour les arbalétriers et les arcs, l'attention sera portée sur l'interaction flexion / compression avec les problèmes de stabilité associés (flambement et déversement). Si l'entrait ou le tirant est fixé sur un niveau supérieur à celui des appuis, il augmentera la flexion dans la membrure supérieure. Enfin, en ce qui concerne la membrure inférieure, il faudra veiller aux problèmes engendrés par les variations dimensionnelles des matériaux : gonflement pour un entrait en bois, ou dilatation pour un tirant en acier. Par exemple, une augmentation de température entraînera une perte de tension dans un tirant métallique.

- Modélisation :

Les fermes à trois articulations étant isostatiques, la détermination des efforts est réalisée très simplement par l'équilibre des nœuds. Il en va de même pour les bow-strings. La position oblique des éléments (arbalétriers ou arcs) va engendrer, en plus de la flexion, un effort de compression qui devra être repris par l'élément en traction (entrait ou tirant). Cet effort est inversement proportionnel au surbaissement de la clé et vaut, pour une structure symétrique chargée verticalement et uniformément :

$$R_{hor} = \frac{ql^2}{8f}$$

#### 5.5.1.3 Ordres de grandeur usuels

Portée : 20 - 40 m

Elancement  $h/L$  de 1/20 à 1/15

#### 5.5.1.4 Exemples présentés

- Vihantasalmen Silta (Finlande)
- Passerelle Pinot (Toulouse Blagnac)

### 5.5.2 Pont de Vihantasalmi (Vihantasalmen Silta)



Maître d'ouvrage : Com. de Mäntyharju  
 Maîtres d'œuvre : Väisänen, Kallio  
 Année de réalisation : 1999

Trafic : pas de limitation  
 Portée principale : 21m - 3 x 42m - 21m  
 Essence du bois : pin

#### 5.5.2.1 Introduction

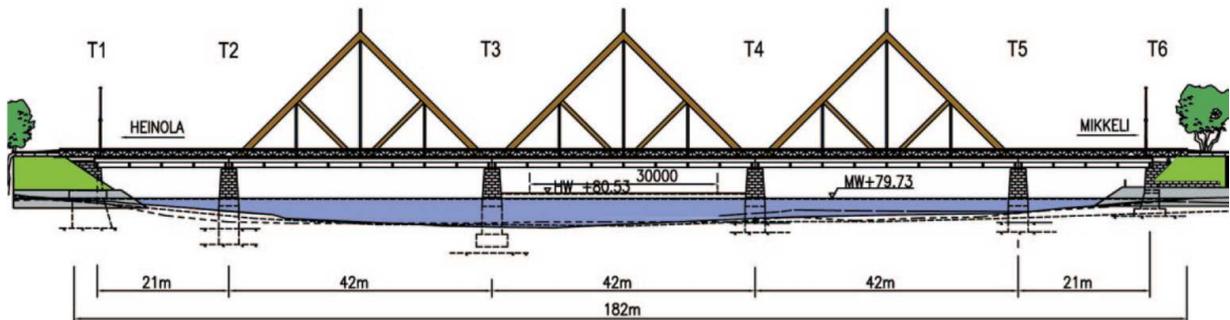
Le pont de Vihantasalmi se trouve sur la commune de Mäntyharju, en Finlande. Achevé en septembre 1999, il remplace un pont métallique aujourd'hui déconstruit. Le choix du bois a été motivé par la volonté d'intégrer ce pont dans son site naturel et de refléter l'importance de la filière bois dans cette région. Ce projet, qui a été soutenu conjointement par la région, l'Etat finlandais et l'UE, a germé d'un concours remporté par Insinööritoimisto Rantakokko & Co qui en a défini le design. Même si celui-ci peut paraître plutôt traditionnel à première vue (la structure à fermes est très « classique »), ce pont fait preuve d'innovation, utilisant ensemble le bois, l'acier et le béton. Les assemblages entre matériaux ont été conçus spécialement pour le pont et ont fait l'objet d'expérimentations. Ce pont a été récompensé du Prix du Bois en 2000.



*vue générale du pont de Vihantasalmi*

### 5.5.2.2 Principe structural

La structure générale du pont est très lisible : cinq travées dont trois centrales portées par de grandes fermes. Le pont franchit ainsi 168m (21 + 42 + 42 + 42 + 21). Il comporte une chaussée (large de 11m) et un passage pour les piétons et les cycles (large de 3m). Cette structure simple marque avant tout par ses proportions qui font de ce pont l'un des plus grands ouvrages en bois du monde : on mesure ainsi 31m entre la surface de l'eau et le sommet de la ferme.



*Elévation et coupe transversale du pont de Vihantasalmi*

### 5.5.2.3 Description de la structure

Le tablier est composé de poutres longitudinales en bois lamellé-collé reprenant les efforts de traction, d'un hourdis en béton armé supportant la chaussée et de pièces métalliques solidarissant transversalement les différents éléments et prévenant les risques de déversement. Au niveau des appuis, un entretoisement plein est réalisé en béton. La partie pour piétons et cycles est portée par des bracons en bois, appuyés sur la poutre de rive du tablier et connectés aux pièces métalliques.



*Modélisation du tablier*

#### 5.5.2.4 Equipements et dispositions constructives

Des études ont été menées pour savoir comment mieux assembler les différents éléments et matériaux entre eux. Elles ont été réalisées d'abord sur la base de modèles, puis par des séries d'expérimentations. Des essais de fatigue ont été effectués sur les goujons des poutres bois-béton ainsi que sur les colles.

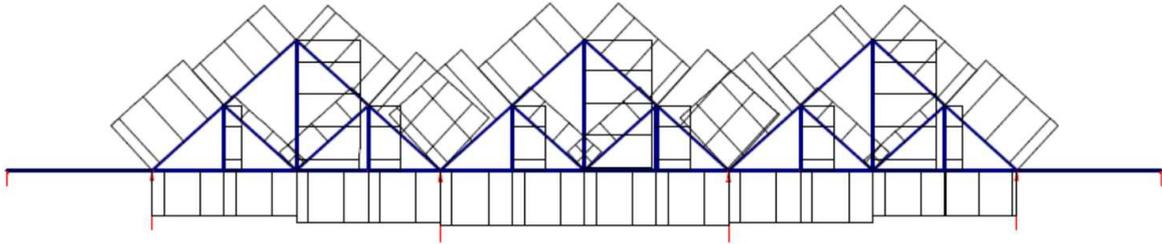


*Photo de gauche : au niveau des appuis, l'entretoisement des poutres est réalisé par le béton*

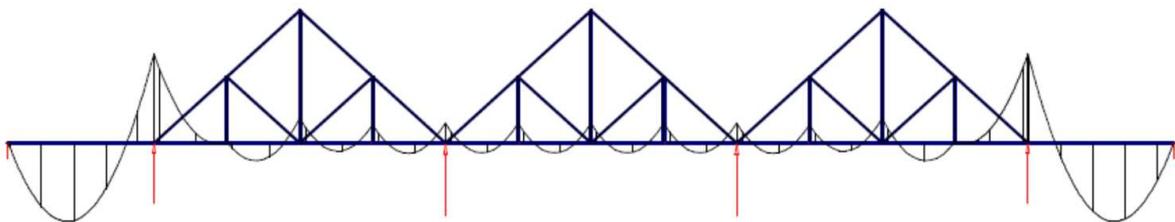
*Photo de droite : connexion des tirants en acier aux arbalétriers des fermes*

### 5.5.2.5 Comportement mécanique

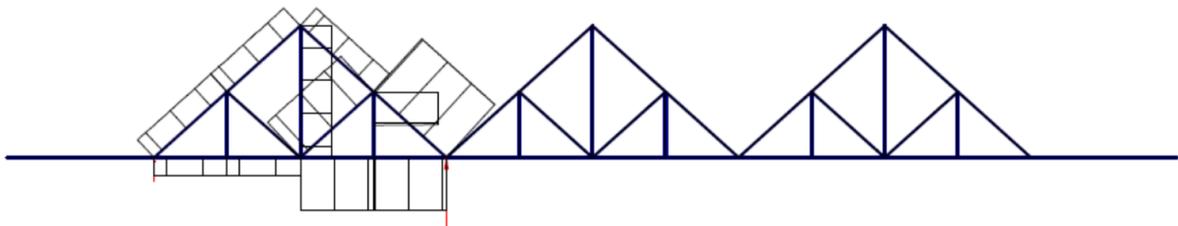
*Effort normal sous chargement réparti*



*Moment fléchissant sous chargement réparti*



*Effort normal et moment fléchissant sous chargement assymétrique réparti sur la moitié droite de la deuxième travée.*



### 5.5.2.6 Exécution

- Coût global de l'ouvrage à titre indicatif : 3 465 000 €
- Année 1999

### 5.5.2.7 Sources

- <http://www.erkanince.com/pdf/fin28.pdf>
- <http://tbl.tec.fukuoka-u.ac.jp/bridge/05hyakumeishi/index.html>
- <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/654>

Reproduction des photos avec l'aimable autorisation de W. Minder

### 5.5.3 Passerelle Pinot

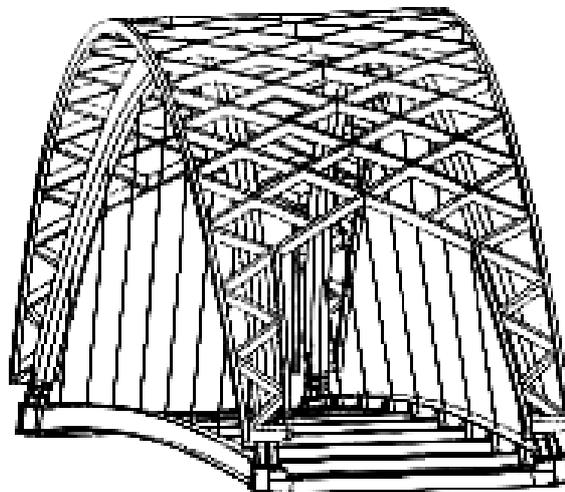


Maître d'ouvrage : Ville de Blagnac  
 Maître d'œuvre : Spielmann, Calvi  
 Année de réalisation : 1999

Trafic : piétons, cycles, VL municipaux 3,5t  
 Portée principale : 36m  
 Essence : pin sylvestre GL24 traité classe 4

#### 5.5.3.1 Introduction

En franchissant la RD 902 (aujourd'hui 2x1 voie mais appelée à devenir une 2x3 voies), la passerelle rétablit le passage entre les quartiers urbanisés de Blagnac et la base de loisirs de Pinot. Les caractéristiques de cette passerelle sont en partie définies par le programme général de l'ouvrage établi par le maître d'ouvrage : « La passerelle ménagera un gabarit libre de 5m au-dessus de la RD 902 [...]. Les vélos y accéderont par des rampes en pente douce d'environ 4% [...]. L'ouvrage aura une largeur utile de 5 ou 6m et comportera une sorte de long belvédère d'où contempler le paysage [...]. Il sera constitué de matériaux composites dans lesquels le bois aura une place importante [...]. Les garde-corps seront hauts et l'ensemble pourra être couvert afin de constituer un abri et de ne pas effrayer les chevaux [...]. En bref ce sera un véritable ouvrage d'art, élément prépondérant dans le paysage. »



Vue en perspective

Les études d'avant projet aboutissent à deux types de solutions, la brèche étant franchie dans tous les cas par une travée unique de 36 mètres de portée : d'une part les solutions avec des poutres treillis en bois à triangulation "Warren" ou "N" et couverture complète ; d'autre part des poutres bow-string à arcs en bois et à couverture partielle (limitée aux arcs) ou complète, en matériau transparent. Le maître d'ouvrage opte alors pour la solution bow-string.

### 5.5.3.2 Principe structural

La structure bowstring qui constitue la travée indépendante de 36 m de portée est composée de deux arcs en bois lamellé collé (36 m d'ouverture, 7 m de flèche, section transversale d'environ 320 x 600mm, classe des lamelles GL26), deux poutres-tirants en profilés métalliques (HEA 500 de nuance S350) situées dans le plan des arcs, espacées en moyenne de 5,35 m et légèrement cintrées, et de seize suspentes (huit par arc).

### 5.5.3.3 Description de la structure

La démarche de conception du projet conduit à un ouvrage associant 3 matériaux structurels : le bois lamellé-collé, l'acier et le béton. Chaque matériau est employé dans son domaine de prédilection :

- Le bois, résistant bien à la compression, est employé pour les arcs, sollicités essentiellement en compression, modérément en flexion et très peu en effort tranchant ;
- Les profilés minces en acier, répondant bien aux sollicitations composées de traction-flexion, constituent les tirants du bow-string ;
- Le béton armé, supportant bien les charges concentrées est utilisé pour le platelage, lequel constitue en outre un support adapté au complexe étanchéité-revêtement bitumineux classique.

### 5.5.3.4 Equipements et dispositions constructives

La couverture générale remplit un double objectif : abriter les usagers et protéger les arcs en bois des intempéries. Le travail de l'architecte sur cette partie de l'ouvrage a débouché sur une solution originale : une résille en poutrelles lamellé-collé disposées à 45°, supportant des plaques transparentes en polyméthacrylate de méthyle teintées. Initialement, la résille devait constituer le contreventement des arcs en plus de supporter le matériau transparent ; la stabilité latérale a finalement été assurée par des pièces métalliques.

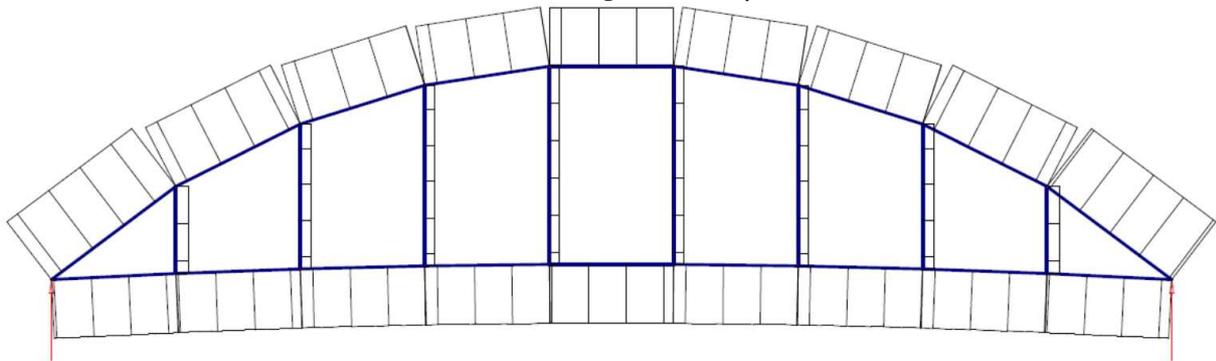


*A gauche : vue d'une entrée de la passerelle, surface de la couverture  
A droite : vue intérieure, on distingue les éléments de contreventement latéral*

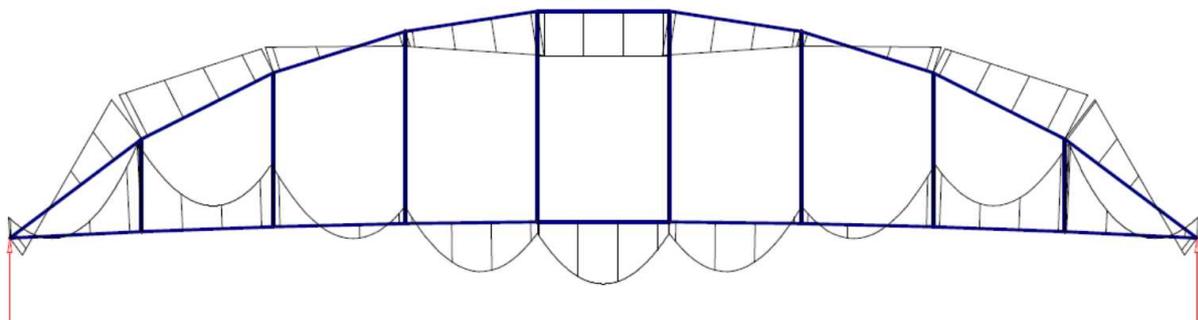
Les poutres-tirants métalliques sont légèrement cintrées ( $R=350\text{ m}$ ) pour épouser le profil en long général de l'ouvrage. Elles reçoivent à chaque extrémité les naissances d'arc par l'intermédiaire d'un sabot métallique qui leur est boulonné. Le sabot comporte une platine accueillant la compression de l'arc et des plats disposés à  $90^\circ$ , pénétrant dans l'arc et traversés chacun par des boulons qui enserrme le bois contre eux afin de réaliser un encastrement mutuel bi-axial.

### 5.5.3.5 Comportement mécanique

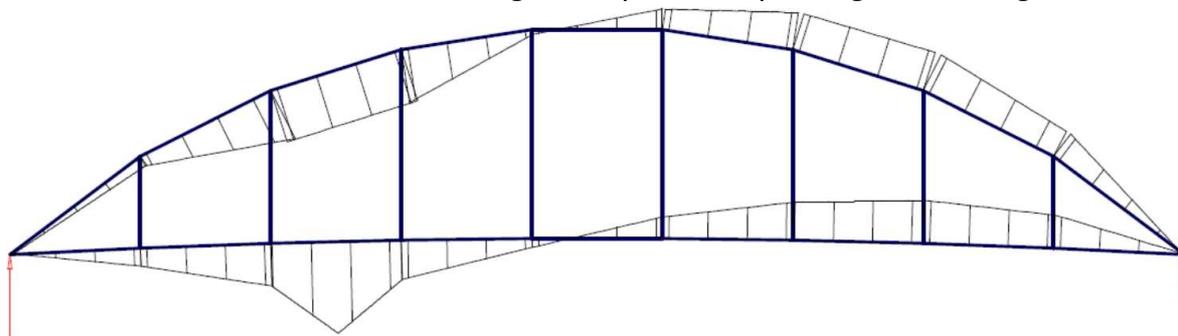
*Effort normal sous chargement réparti uniforme*



*Moment fléchissant sous chargement réparti uniforme*



*Moment fléchissant sous chargement ponctuel (partie gauche chargée)*



#### 5.5.3.6 Exécution

Année de construction : 1999

Coût global de l'ouvrage : 497 000 € à titre indicatif, se décomposant en :

- prix généraux : 113 000 €
- fouilles, fondations, culées, perrés : 64 000 €
- remblais : 46 000 €
- structure tablier (bois et métal) et résille : 194 000 €
- couverture transparente : 24 000 €
- autres équipements : 56 000 €

#### 5.5.3.7 Sources

- Bulletin annuel de l'AFGC, janvier 2001
- [http://www.cete-est.developpement-durable.gouv.fr/\\_affiche\\_article.php3?id\\_article=2253](http://www.cete-est.developpement-durable.gouv.fr/_affiche_article.php3?id_article=2253)

### 5.6 Ponts à béquilles



Figure 5-26: Pont de Crest (France)



Figure 5-27: Passerelle de Preuilly (France)



Figure 5-28: Pont de l'aire de Chavanon (France)



Figure 5-29: Passerelle des Gorges de Crozery (France)

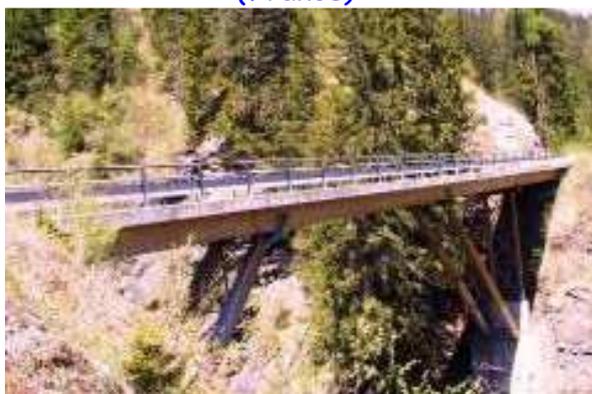


Figure 5-30: Pont de Ronatobel (Suisse)



Figure 5-31: Pont de Klosters (Suisse)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des auteurs

Figure 5-26: Pont de Crest (France) CETE de l'est

Figure 5-27: Passerelle de Preuilley (France) CETE de l'est

Figure 5-29: Passerelle des Gorges de Crozery (France) FCBA

Figure 5-30: Pont de Ronatobel (Suisse) FCBA

Figure 5-31: Pont de Klosters (Suisse) W. Minder

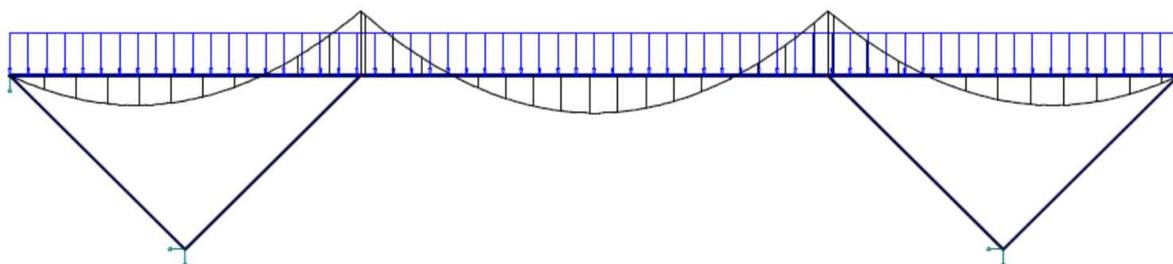
Figure 5-28: Pont de l'aire de Chavanon (France) P. Allègre

### 5.6.1 Généralités

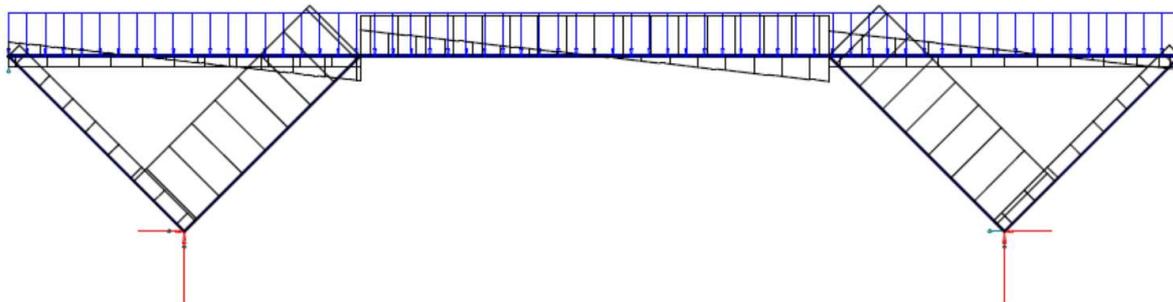
Les ponts à béquilles peuvent être rattachés à la famille des arcs dans la mesure où ils engendrent des **réactions horizontales sur les appuis** (force de poussée). Les avantages de telles structures pour les ponts en bois sont non seulement de réduire la portée effective et les moments de flexion dans les poutres principales mais aussi de faire travailler le **matériau en flexion-compression dans la poutre et en compression dans les béquilles**, soit les deux domaines de prédilection du bois. De plus, cette typologie n'emploie que des éléments courants c'est-à-dire droits et non pas des éléments courbes qui sont à la fois moins économiques et beaucoup plus sensibles aux charges concentrées (cf. § 5.7). Le choix d'une telle structure est cependant conditionné par la qualité du sol et son aptitude à reprendre des charges horizontales. La présence de contre-béquilles peut néanmoins atténuer ce problème. Enfin, il est souvent nécessaire de prévoir sur culée des appuis empêchant le soulèvement. Une vérification des mouvements verticaux sur culées est donc nécessaire.

Formellement, on peut distinguer deux types de béquilles : l'« **aisselier** », qui transmet les charges à une pile (cas du Pont de Crest, Figure 5-26), et les « **jambes de force** », qui transmettent les charges directement aux appuis (cas de la Passerelle de Preuilley, Figure 5-27).

#### 5.6.1.1 Diagrammes



*Moment fléchissant dans un pont à béquilles sous chargement uniforme*



*Efforts normal et tranchant dans un pont à béquilles sous chargement uniforme*

### 5.6.1.2 Principales vérifications

Les éléments de structure à vérifier dans le cas des ponts en béquilles sont :

- les articulations, qui transmettent de fortes charges notamment en pied de béquilles : elles doivent supporter d'importantes forces de poussée. La qualité du sol ainsi que les appuis seront également particulièrement étudiés vis-à-vis des réactions horizontales
- les poutres principales, qui travaillent sous une interaction flexion / compression (la compression étant générée par les béquilles). L'attention sera notamment portée sur les phénomènes d'instabilité : déversement et flambement. On notera également que la présence des béquilles permet localement des réductions de section des poutres principales, puisqu'elles réduisent le moment fléchissant et l'effort tranchant (cf. Pont de Crest).
- les béquilles, dont le dimensionnement dépendra non seulement des efforts de compression qui les traversent (avec les risques liés au flambement) mais aussi du dimensionnement des articulations et des assemblages en pied et en tête.

- Modélisation simplifiée :

Dans une première approximation, on pourra évaluer le moment fléchissant dans la poutre principale en l'assimilant à une poutre sur plusieurs appuis. Les réactions aux appuis correspondent alors aux efforts que doivent reprendre les béquilles. Néanmoins, ce modèle de base ne tient pas compte des efforts normaux de compression engendrés par les béquilles dans les poutres et il est indispensable d'adopter un modèle complet pour leur évaluation.

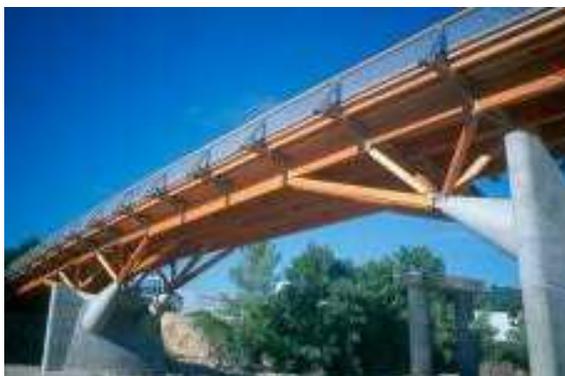
### 5.6.1.3 Ordres de grandeur usuels

Portée : 15 - 35 m

### 5.6.1.4 Exemples présentés

- Pont de Crest (Ville de Crest, département de la Drôme)
- Passerelle de Preuilly (Ville d'Auxerre, département de l'Yonne)

### 5.6.2 Pont de Crest

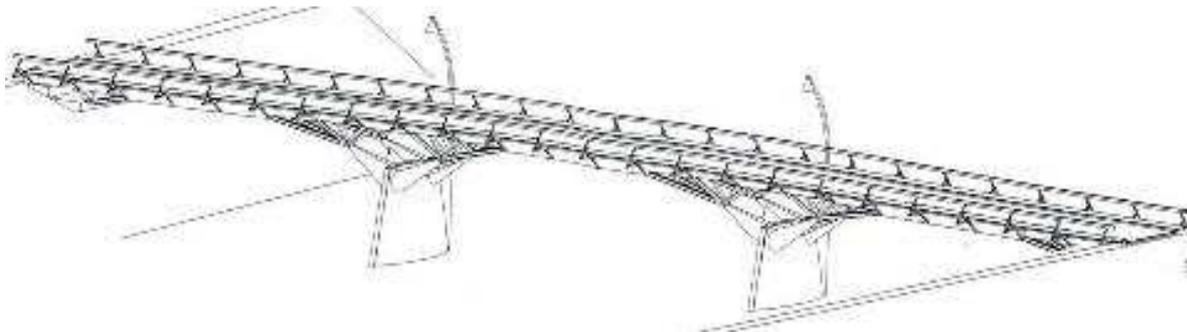


Maître d'ouvrage : Ville de Crest  
Maître d'œuvre : Scétauroute, Flach  
Année de réalisation : 2001

Trafic : limité à 3,5T  
Portée principale : 33m  
Essences du bois : douglas LC, chêne massif

#### 5.6.2.1 Introduction

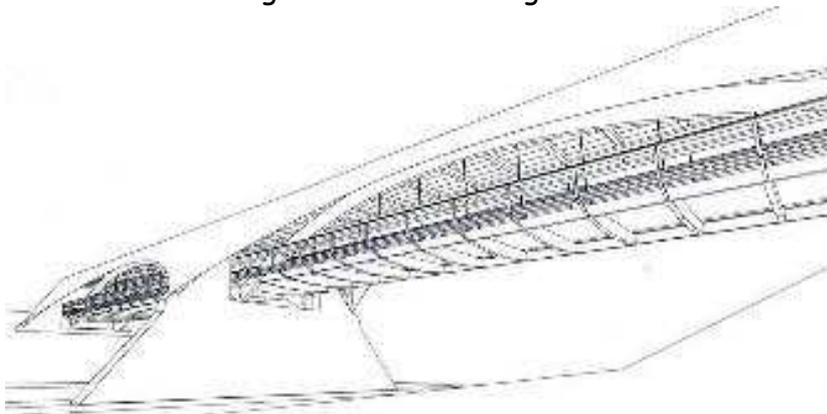
« Le pont de Crest est, avec ces 93 m de longueur, le plus grand pont routier en bois de France. L'idée d'un pont en bois est venue lors d'une rencontre en 1995 entre Monsieur Mariton, maire de Crest, et Yves Perret, architecte spécialisé dans le domaine du bois. Convaincu d'une exigence environnementale et conforté par une étude de faisabilité financée par le CNDB, le Conseil Municipal s'engage en 1998 définitivement dans cette voie. Le choix d'une solution tout bois pour le pont de Crest s'explique, d'une part par la limitation des charges d'exploitation à des véhicules de moins de 3,5T, et d'autre part par l'utilisation des panneaux multiplis de fortes épaisseurs, employés pour la première fois en France. L'équipe de maîtrise d'œuvre retenue sur référence lors de l'appel de candidature se composait du cabinet d'architecture Atelier de l'Entre et des bureaux d'études Arborescence et Scétauroute (mandataire du groupement de maîtrise d'œuvre). L'absence d'un concours sur esquisse a permis la recherche d'un concept qui s'est développé à partir d'un large éventail de solutions en concertation étroite des concepteurs avec le Maître d'Ouvrage. Après la présentation de maquettes et l'estimation des prix de chaque proposition, le choix s'est orienté vers une structure arborescente. Cette solution répondait au mieux aux exigences d'intégration dans le site, ainsi qu'aux aspects techniques et économiques. » (Michael Flach)



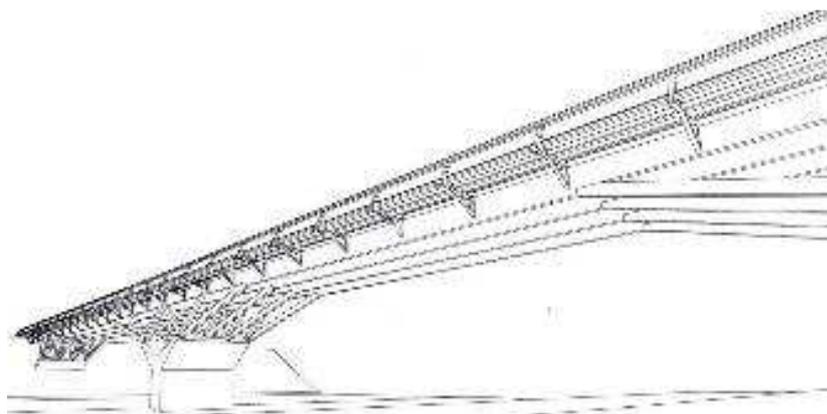
*Axonométrie du pont de Crest*

### 5.6.2.2 Principe structural

Après plusieurs phases de conception, le pont de Crest s'est écarté des typologies structurelles classiques en arc ou en ferme pour trouver une véritable « écriture bois ». Pour minimiser les efforts de flexion dans les poutres longitudinales et dans la structure porteuse, la solution à béquilles a été retenue car elle répond mieux à de fortes charges ponctuelles. La forme des appuis a ensuite évolué vers une géométrie tridimensionnelle non seulement pour suggérer l'image d'arborescences mais aussi pour mieux protéger la structure des intempéries (disposition en « parapluie ») ainsi que pour assurer le contreventement latéral de l'ouvrage et lui conférer rigidité et efficacité mécaniques.



*1<sup>er</sup> avant-projet : pont en arc*



*2<sup>ème</sup> avant-projet : pont à béquilles*

### 5.6.2.3 Description de la structure

A partir d'une volonté d'utiliser les ressources locales, l'étude du projet s'est orienté vers des essences de bois régionales réunissant résistance et durabilité. Le Douglas qui pousse dans les forêts du Massif Central répond parfaitement à cette double exigence : résistance de 35 à 40 MPa après triage et durabilité naturelle de classe 3 après purge d'aubier, sans traitement supplémentaire. Le Douglas offre ainsi, dans le sens des fibres, une résistance comparable au béton pour un poids cinq fois moindre.

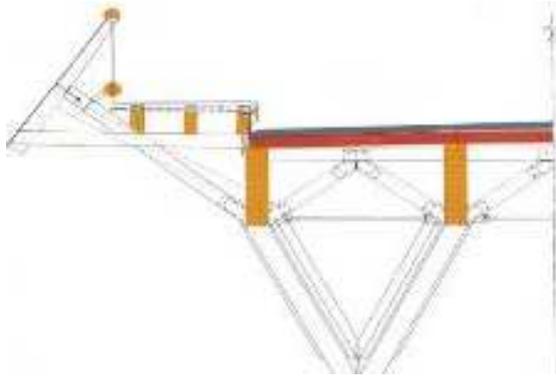
Hormis sa structure, le pont de Crest se distingue par son tablier avec l'utilisation de panneaux bois en 5 plis constitués de planches croisées et recollées à plat. Les panneaux de grand format ont été fixés aux nervures par des assemblages mécaniques pour assurer le contreventement transversal du tablier. Ils supportent également le complexe d'étanchéité de la chaussée, ainsi que les charges concentrées induites par un essieu de 2 tonnes. La circulation sur le pont est limitée à des véhicules légers de moins de 3.5 tonnes, même si le dimensionnement a été fait pour un camion de 10 tonnes.



*Vues du tablier*

### 5.6.2.4 Equipements et dispositions constructives

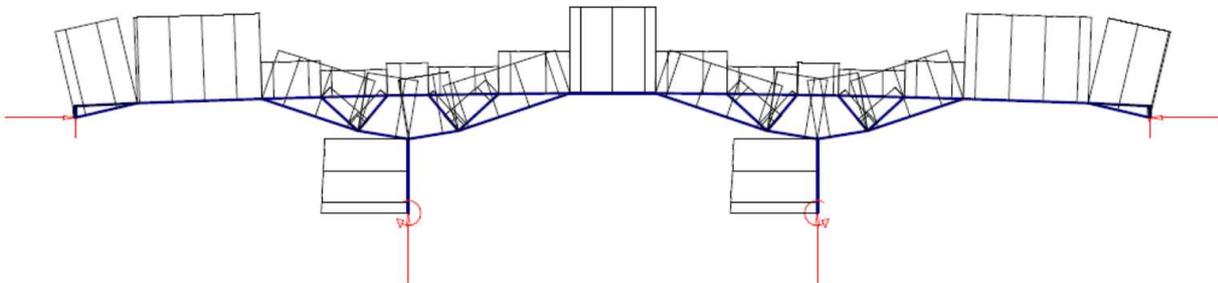
Pour la reprise des efforts de compression, la liaison par contact est assurée par des embrèvements. Pour la reprise des efforts de traction des tiges encollées dans le bois à la résine ont été utilisées dans certains assemblages pour réduire les surfaces de contact. La fixation des garde-corps a également fait l'objet d'un soin particulier.



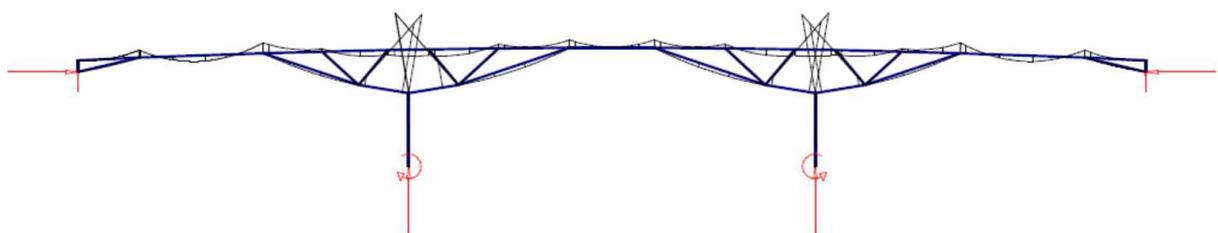
Dispositifs de garde corps.

### 5.6.2.5 Comportement mécanique

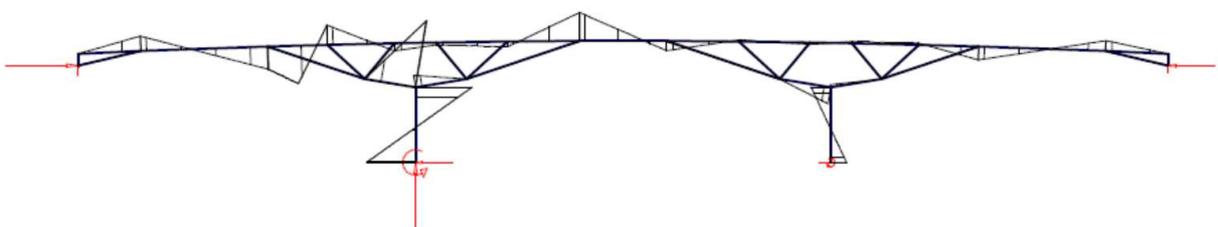
*Effort normal sous chargement réparti uniforme*



*Moment fléchissant sous chargement réparti uniforme*



*Moment fléchissant sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*



### 5.6.2.6 Exécution

Montant global de l'ouvrage à titre indicatif : 1 249 000 € à titre indicatif dont 293 000 € pour le lot bois (130 m<sup>3</sup>) (valeur en 2001)

### 5.6.2.7 Sources

- Le retour du bois, publication de Michael Flach.  
Photos, perspectives et coupes reproduites avec l'aimable autorisation de M. Flach.

### 5.6.3 Passerelle de Preuilley



Maître d'ouvrage : Ville d'Auxerre  
Maître d'œuvre : JMI, Spielmann  
Année de réalisation : 2002

Trafic : piétons, cycles  
Portée principale : 24m  
Essence du bois : pin traité en autoclave

#### 5.6.3.1 Introduction

La passerelle située à Auxerre permet le rétablissement d'un chemin au dessus de la rue de Preuilley ; elle constitue l'un des rares exemples de passerelles en bois dans un environnement urbain. C'est un ouvrage mixte bois-béton : bois lamellé collé pour les poutres principales et les béquilles et béton armé préfabriqué pour le hourdis. Cette passerelle représente aussi un modèle de rapidité d'exécution puisque les trois fermes de charpentes ont été mises en place en seulement deux nuits. Le hourdis constitué d'éléments préfabriqués de 2,50 m de large a été finalisé en une semaine.



Vue de la passerelle de Preuilley

### 5.6.3.2 Principe structural

La passerelle est constituée de trois poutres porteuses en lamellé collé qui prennent appui sur des béquilles et contre béquilles (en lamellé-collé également) articulées en pied sur des rotules métalliques. Une dalle en béton armé est posée par dessus, sans connexion, sur plusieurs appareils d'appuis en néoprène posés sur les poutres. Cette dalle permet de plus la protection des poutres en bois vis-à-vis des intempéries.

### 5.6.3.3 Description de la structure

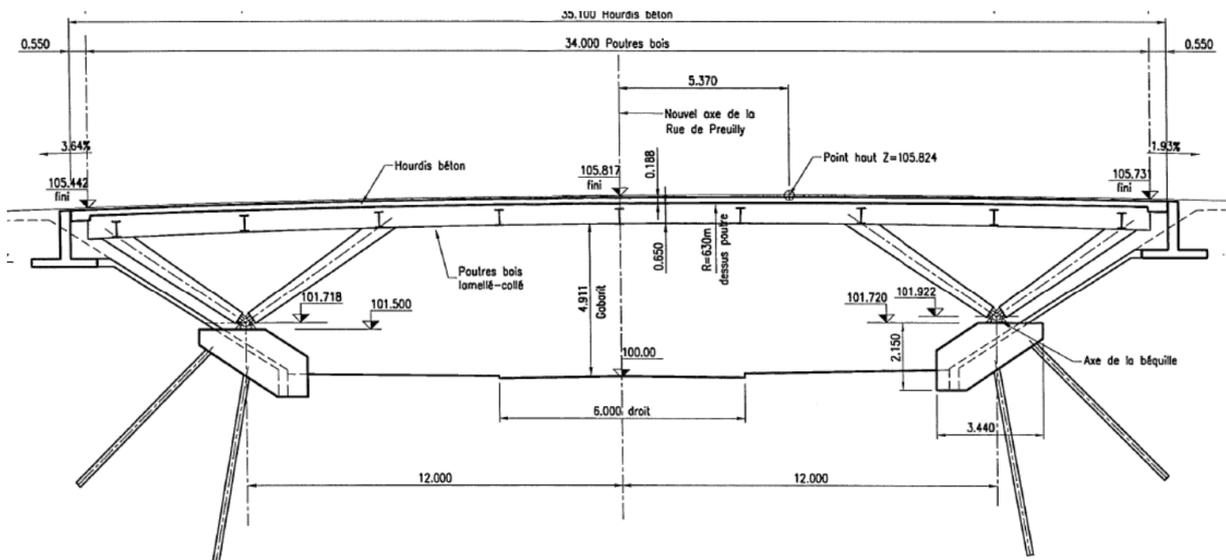
La structure porteuse est composée de trois poutres en bois lamellé-collé de 34 m de long et de section 400x700 reposant sur des béquilles et contre-béquilles de section 405x600. L'entretoisement est réalisé par des poutres IPE 500 tous les 4 m environ. Enfin, l'ouvrage est fondé sur deux culées et deux piles sur lesquelles s'appuient les béquilles et contre-béquilles. Les piles sont elles-mêmes fondées sur des micropieux.



*Vue de la sous-face de la passerelle, béquilles, poutres et entretoises*



*Vue de la dalle béton*



Coupe longitudinale de l'ouvrage, fondations et structure

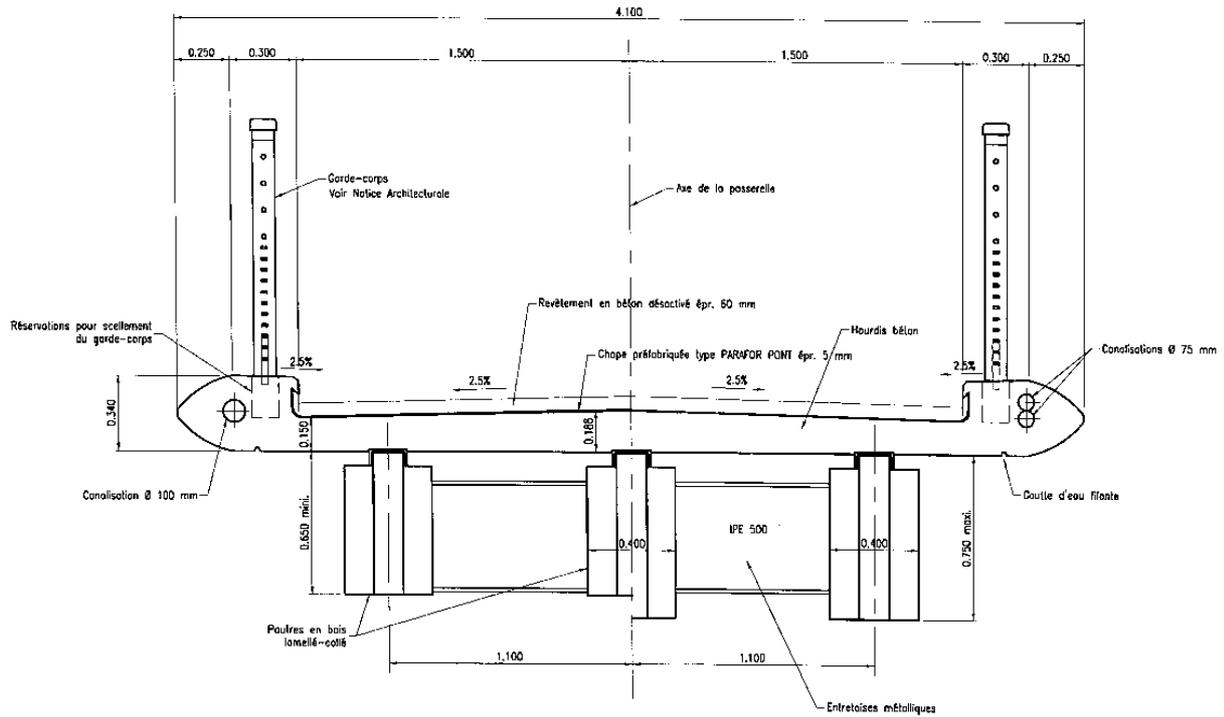
5.6.3.4 Equipements et dispositions constructives

Les assemblages entre les pièces en bois sont réalisés par des plaques d'acier boulonnées. La dalle béton est simplement posée sur les poutres en bois par l'intermédiaire d'appareil d'appui en néoprène. En ce qui concerne la durabilité de la structure, la dalle étanche protège la structure bois contre les intempéries. De plus, cette dernière est en lamellé collé de pin sylvestre traité en autoclave avec du cryptogil.



Photo de gauche : articulation des béquilles et contre béquilles

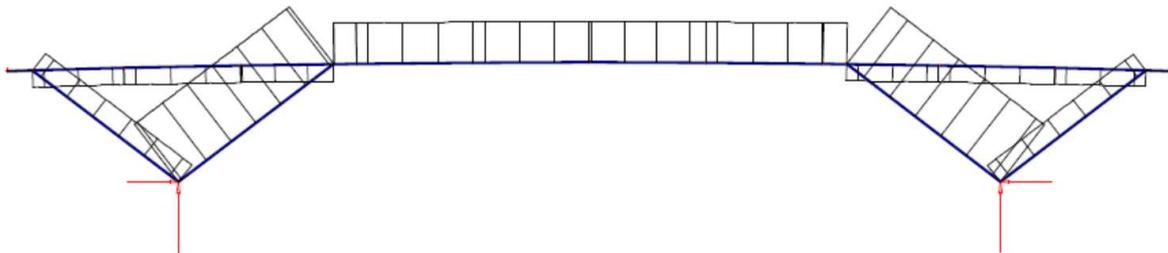
Photo de droite : appareil d'appui en néoprène sur la poutre en bois recevant la dalle



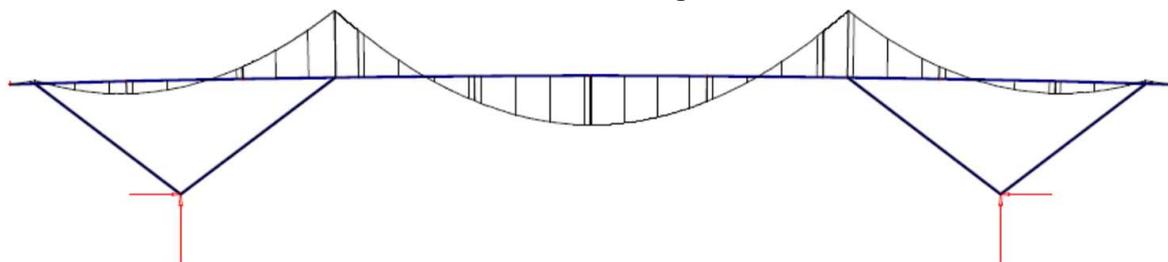
*Coupe transversale de l'ouvrage, au niveau de la clé sur la moitié gauche et au niveau de l'about sur la moitié droite*

### 5.6.3.5 Comportement mécanique

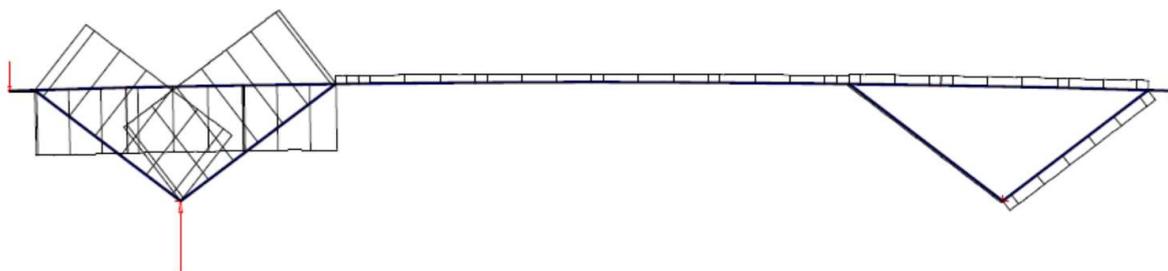
*Effort normal sous chargement uniforme*



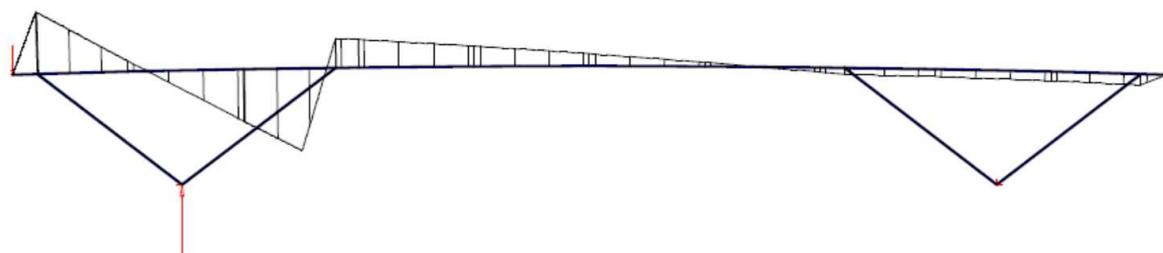
*Moment fléchissant sous chargement uniforme*



*Effort normal sous chargement réparti asymétrique*



*Moment fléchissant sous chargement réparti asymétrique*



#### 5.6.3.6 Exécution

Année : 2002

Coût global de l'ouvrage : 1 100 000 € à titre indicatif

#### 5.6.3.7 Sources

- Documentation interne JMI

### 5.7 Ponts en arc



Figure 5-32 : Pont de Tiefencastel (Suisse)



Figure 5-33 : Passerelle d'Ajoux (France)



Figure 5-34 : Pont d'Innerferrera (Suisse)



Figure 5-35 : Passerelle de Clauzel (France)



Figure 5-36 : Pont de Strada (Suisse)



Figure 5-37 : Passerelle de Joinville (France)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des auteurs

Figure 5-33 : Passerelle d'Ajoux (France) J Anglade

Figure 5-34 : Pont d'Innerferrera (Suisse) V. Barbier

Figure 5-35 : Passerelle de Clauzel (France) CETE de l'est

Figure 5-36 : Pont de Strada (Suisse) V. Barbier

Figure 5-37 : Passerelle de Joinville (France) R. Le Roy

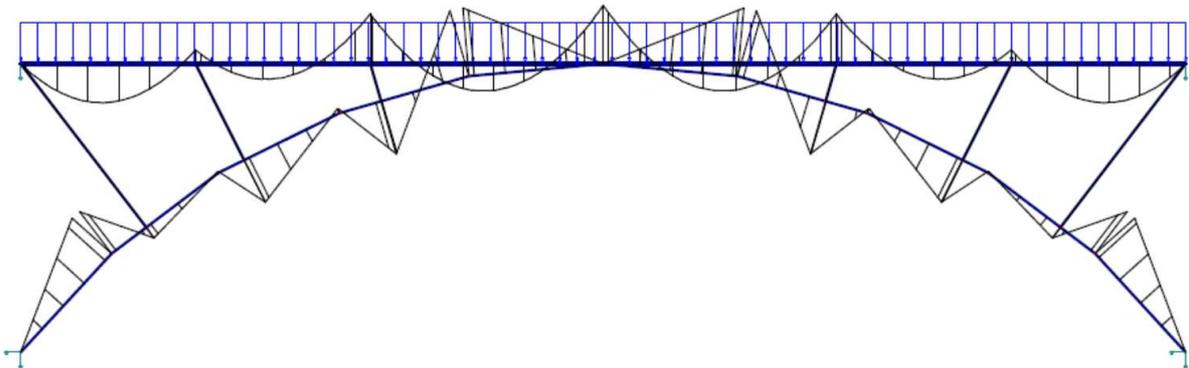
Figure 5-32 : Pont de Tiefencastel (Suisse) W. Minder

### 5.7.1 Généralités

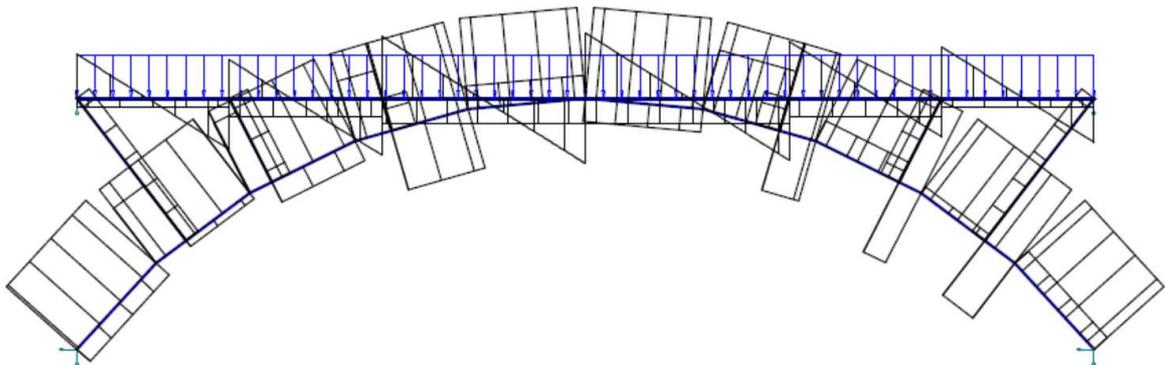
L'arc est depuis longtemps considéré comme une forme de structure **mécaniquement efficace et architecturalement réussie**, faisant du pont en arc un véritable symbole. Avec les possibilités techniques du bois lamellé-collé, toutes les géométries d'arcs peuvent être produites. L'intérêt des éléments courbes n'est pas uniquement l'élégance finale de la structure, ou la possibilité de s'inscrire parfaitement au gabarit souhaité mais aussi **l'utilisation de la résistance en compression du bois**, en adaptant la forme de l'élément à la ligne des efforts. Ainsi, en recherchant un mode de fonctionnement en compression, on minimise la flexion et on obtient de plus grands élancements.

#### 5.7.1.1 Diagrammes sous un chargement uniforme

*Moment fléchissant dans un pont en arc sous chargement uniforme*



*Efforts normal et tranchant dans un pont en arc sous chargement uniforme*



Dans l'idéal l'arc fonctionne uniquement en compression, sans moment de flexion. Cependant, ce résultat ne peut être satisfait en raison de la variété des cas de charges appliquées. Pour chaque type de charges (poids propre, neige...) un arc funiculaire différent est associé ; on aura donc souvent intérêt à choisir comme fibre moyenne de l'arc une courbe située à égale distance des courbes funiculaires limites. Dans la même idée, il est important de noter que **l'arc est peu recommandé pour des ouvrages soumis à de grandes charges ponctuelles**. En effet, les charges ponctuelles vont générer des moments de flexion importants et donc atténuer le « comportement arc », c'est-à-dire écartier le funiculaire des charges de la géométrie de l'arc. C'est pourquoi, le tablier devra être très rigide afin de répartir les charges et de se rapprocher ainsi du cas de charge uniforme qui a déterminé le funiculaire de l'arc : on parle de « poutre de rigidité ». Le danger que représentent les charges ponctuelles pour les éléments courbes est de générer de la flexion qui, à son tour, engendre de la traction transversale (pour laquelle le bois a une résistance quasi nulle). On montre en effet, qu'un arc de rayon de courbure  $R$  et d'épaisseur  $h$  soumis à un moment de flexion  $M$  subit une traction transversale égale à :

$$\sigma_{90} = \frac{\sigma_m \cdot H}{2 \cdot R} = \frac{M \cdot h}{2 \cdot W \cdot R}$$

Cette remarque est plus modérée dans le cas des autres matériaux de construction, tels que le béton et l'acier, pour lesquels d'une part le poids propre de l'élément arc est relativement important en comparaison des charges ponctuelles, et d'autre part la résistance à la traction transversale est plus élevée.

Les exigences fonctionnelles et architecturales tendront souvent à surbaissier les arcs en bois, les éloignant ainsi de la forme idéale obtenue pour l'arc funiculaire déduit des différents cas de charge. La majorité des arcs sont ainsi conçus avec un surbaissier (surbaissier =  $f/l$ ,  $f$  étant la flèche et  $l$  la portée) entre 0,15 et 0,30. Or, **les charges horizontales qui sollicitent les fondations seront d'autant plus grandes que l'arc sera surbaissier**. Par conséquent, de telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un sol résistant.

Dans la majorité des cas, **on utilisera l'arc à trois articulations** plutôt que celui à deux articulations. En effet, l'arc à deux articulations présente l'inconvénient d'être hyperstatique, donc très sensible aux éventuels mouvements d'appui. De plus, il pose des problèmes de transport, nécessitant généralement d'être fragmenté puis reconstitué avec des joints rigides. Enfin, les arcs bi-encastés ne sont quasiment pas utilisés en construction bois, du fait des difficultés à garantir la durabilité des encastremements.

#### 5.7.1.2 Principales vérifications

- Dimensionnement de l'arc soumis à une interaction flexion / compression, variable selon les cas de chargement
- Instabilités de flambement et de déversement
- Particularités des éléments cintrés en bois (contraintes de flexion induites lors de la fabrication et contraintes de traction perpendiculaire générées par les moments de flexion inverse à la courbure).

#### 5.7.1.3 Ordres de grandeur

Portée : 30 - 50 m

Elancement :  $l/20$

Surbaissement :  $f/l > 1/6$

#### 5.7.1.4 Exemples présentés

- Passage à faune (étude)
- Passerelle d'Ajoux (commune d'Ajoux, département de l'Ardèche)

### 5.7.2 Passages supérieurs à grande faune



Maître d'ouvrage : Land du Mecklenburg  
 Maître d'œuvre : DEGES  
 Année de réalisation : 2004

Trafic : animaux, piétons, cycles  
 Portée principale : 27m  
 Essence du bois : lamellé-collé

#### 5.7.2.1 Introduction

Le phénomène de fragmentation du territoire engendrée par les infrastructures routières et ferroviaires est considéré comme la principale cause d'érosion de la biodiversité dans les pays industrialisés. Les passages à faune jouent le rôle de corridor en reliant entre eux des fragments d'habitats. Ils garantissent des processus nécessaires à la survie des espèces (alimentation, migration, reproduction, brassage génétique, etc.).

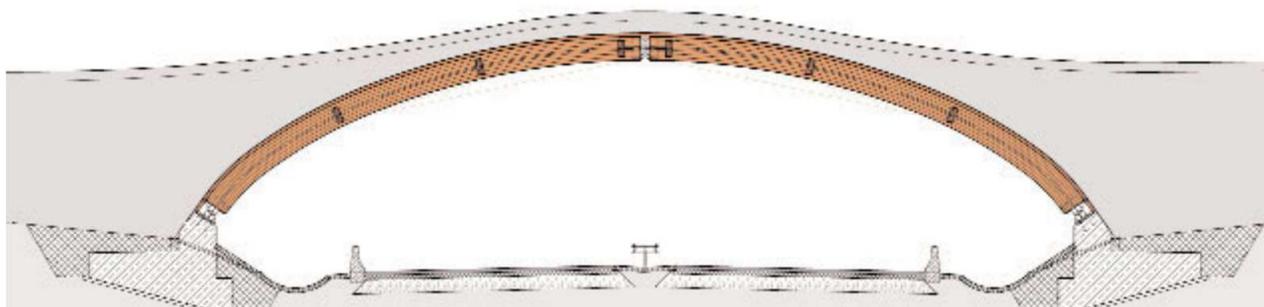
Il existe de nombreuses sortes de passages à faune, allant de la buse de 40 cm de diamètre, jusqu'au pont écologique de 50 m de large. Le choix du type de passage et sa localisation se fonde sur un diagnostic écologique qui met en évidence les espèces présentes, la fréquentation potentielle du site et les perméabilités de l'infrastructure aux déplacements des espèces.

#### 5.7.2.2 Principe structural

Le type de passage à faune exposé ici est le passage supérieur à grande faune (également appelé écopont ou pont végétalisé). le projet de passage fait l'objet d'une étude technique en France (menée par la DRAF de Picardie, la DRIAAF d'Ile-de-France, Natureparif et le FCBA) et qui reprend la forme de l'ouvrage allemand du Land du Mecklenburg (cf. ci-dessus).

Le système porteur sera constitué d'arcs en bois lamellé-collé à 3 articulations. Cette solution a été choisie en raison non seulement de son adéquation au cas de chargement, mais aussi des avantages concernant les aspects pratiques de maniement, de transport et de montage (préfabrication en atelier, modules stables dans le plan perpendiculaire à

l'axe des arcs, éléments adaptés aux exigences du transport routier, assemblage rapide aux appuis et au faite de l'arc).



*Elévation de principe du passage à faune*

### 5.7.2.3 Description de la structure

Les hypothèses de charge sont les suivantes :

- Poids propre :  $420 \text{ kg/m}^3$
- Poids de la terre végétale :  $2\,000 \text{ kg/m}^3$
- Neige :  $55 \text{ kg/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $360 \text{ kg/m}^2$
- Charges ponctuelles (poids lourd, type camion benne en charge) :  $20\,000 \text{ kg}$

Les arcs seront en bois lamellé-collé, de classe GL28h. Ils seront stabilisés hors plan par une triangulation avec le platelage et des croisillons : le système arc et platelage bois constituera alors un diaphragme rigide. En pied d'arc, le niveau des terres étant supérieur, l'élément en BLC de retenue des terres sera maintenu par des profilés métalliques supplémentaires fixés à l'arc. Le choix d'un platelage en bois a été retenu principalement pour son faible poids et sa facilité de mise en œuvre.

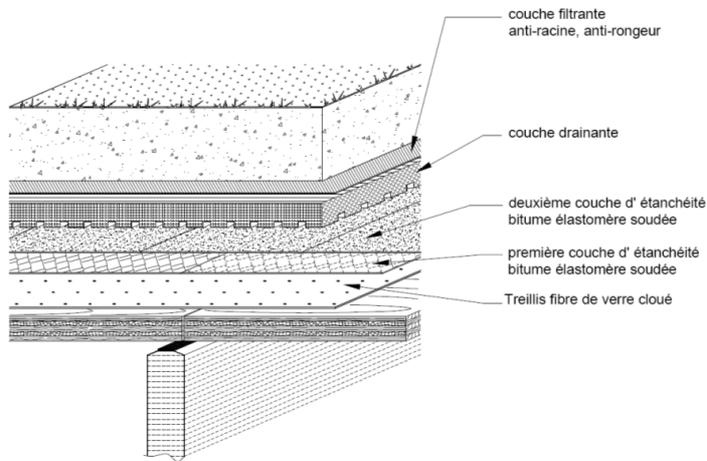
### 5.7.2.4 Equipements et dispositions constructives

Les critères retenus pour une étanchéité du passage en bois sont :

- des caractéristiques satisfaisantes concernant l'accroche avec le platelage (treillis de fibre de verre cloué)
- une garantie satisfaisante, en termes de durée de vie (complexe des couches de bitume élastomère et la sous-couche en treillis de verre cloué sur le platelage bois)
- la réalisation de couches drainantes et filtrantes, un filtre anti-racine et anti-rongeur.

Les études menées par le SETRA ont abouti à la proposition du complexe d'étanchéité présenté ci-dessous.

Par ailleurs, pour protéger la structure porteuse des intempéries, un bardage est prévu pour les arcs de rive (comme pour l'ouvrage allemand). De manière générale, tous les détails sont conçus pour assurer une bonne ventilation des pièces. Les bois du platelage seront traités pour être utilisés en classe 4.



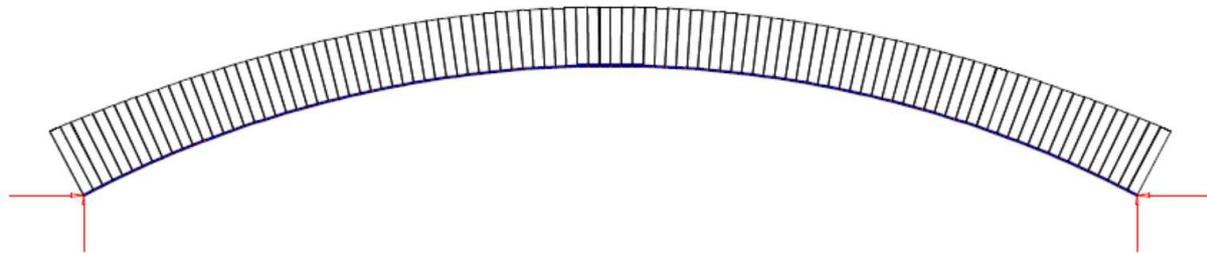
*Platelage et complexe d'étanchéité*



*Bardage de l'arc de rive et écran latéral*

### 5.7.2.5 Comportement mécanique

Sur les 2 figures ci-dessous sont représentées l'effort normal et le moment fléchissant.



*Effort normal*



*Moment fléchissant*

### 5.7.2.6 Exécution

Coût global estimé à environ : 1 520 000 € pour un passage à faune de 45m de portée  
1 210 000 € pour un passage à faune de 35m de portée

### 5.7.2.7 Sources

- Les passages à faune en bois : une solution écologique, économique et facile à mettre en œuvre, Natureparif, DRIAAF d'Ile-de-France, FCBA

### 5.7.3 Passerelle d'Ajoux

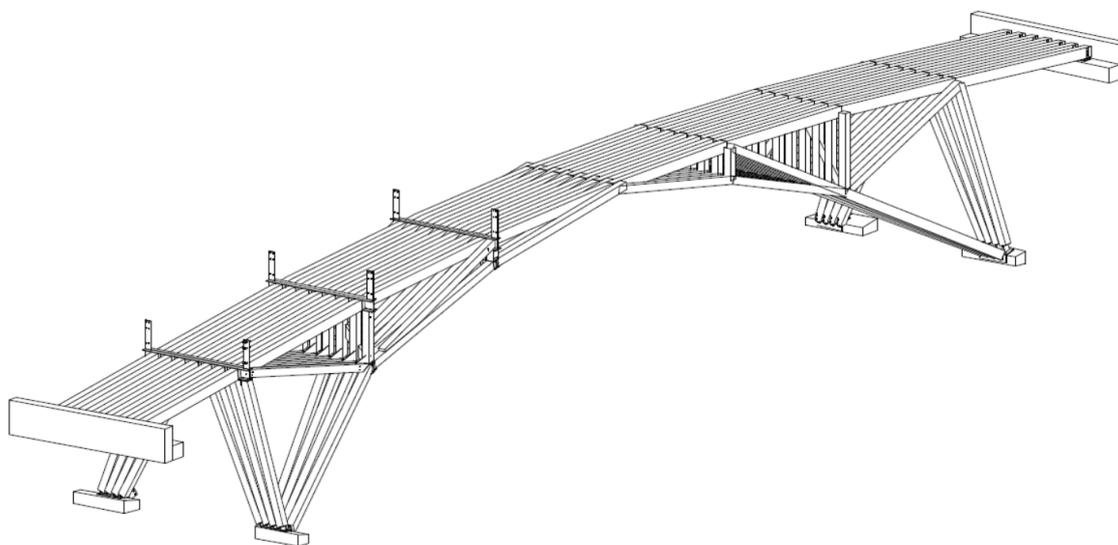


Maître d'ouvrage : Commune d'Ajoux  
 Maître d'œuvre : Reygner, Anglade  
 Année de réalisation : 2001

Trafic : piétons, cycles  
 Portée principale : 22,5 m  
 Essence du bois : châtaignier

#### 5.7.3.1 Introduction

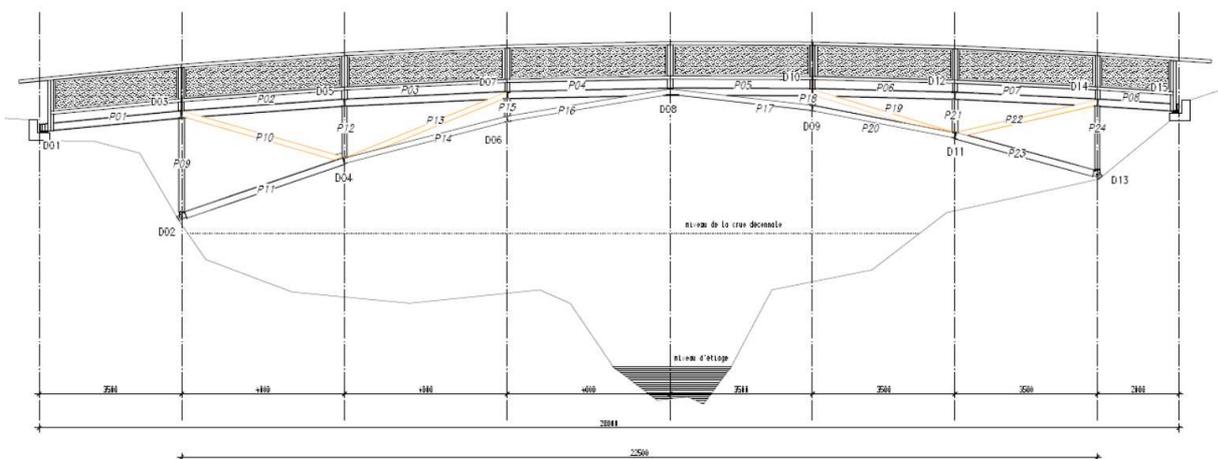
« La passerelle d'Ajoux (du nom de la petite commune), sur la rivière Auzène remplace une passerelle emportée par une crue en 1934. Le châtaignier étant présent dans la région, l'idée de réaliser l'ouvrage dans ce matériau s'impose rapidement. De même que la structure en arche entre les rochers des deux rives. Les sections et longueurs inhérentes au choix du châtaignier conduisent à associer par des traverses métalliques, des nappes denses de petits bois, formant des arcs triangulés. Les pieds s'écartent pour renforcer la stabilité vis-à-vis du vent. La forte densité des bois permet une structure fine, n'altérant que peu le site naturel. » (Jacques Anglade). Ajoutons que les contraintes du site orientent le choix vers une structure avec assemblage de nombreux éléments.



*Vue en axonomie de la structure porteuse*

### 5.7.3.2 Principe structural

Le choix du matériau (le châtaignier) a imposé des dimensions limitées pour les éléments de bois : il s'agissait des sections disponibles dans les scieries locales. A cette donnée, s'est ajoutée l'interdiction d'utiliser de gros engins de levage étant donné la difficulté du site. Ces deux contraintes ont ainsi orienté la conception de la passerelle vers un système triangulé composé de pièces manuyportables. Enfin, la typologie en arc s'est imposée naturellement vu la présence de roche, de part et d'autre de la rivière, pouvant reprendre aisément la poussée horizontale. Le surbaissement de l'ouvrage est d'environ 1/5.



Vue en élévation de l'ouvrage

### 5.7.3.3 Description de la structure

Les éléments en bois sont assemblés au moyen de profilés métalliques pour mieux solidariser les éléments de chaque nappe entre eux, ainsi que les éléments d'une nappe par rapport à l'autre. La rigidité des profilés permet aussi de répartir les charges dans la largeur de la passerelle et, par conséquent, sur les appuis amont et aval. La stabilité de l'ouvrage aux charges hors plan (vent par exemple) est assurée par l'écartement des appuis en pied, tandis que le contreventement du tablier est réalisé par le double platelage en diagonale.



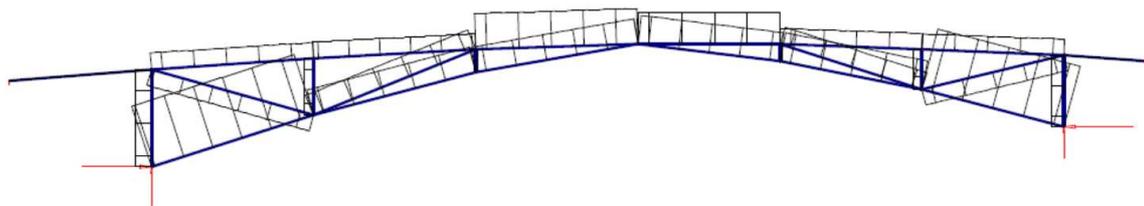
*Photo de gauche : Montage de la structure primaire à l'aide d'échafaudages tubulaires  
Photo de droite : Réalisation du double platelage diagonal en planches de châtaignier*

#### 5.7.3.4 Equipements et dispositions constructives

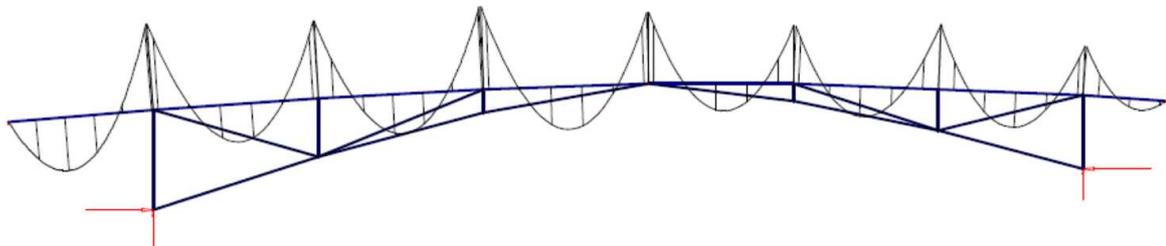
Les concepteurs ont fait le choix du châtaignier, essence présente à proximité et en abondance dans les forêts de la région. Ce choix d'une ressource locale est appuyé par les qualités du châtaignier : bois particulièrement résistant à l'humidité et aux attaques biologiques grâce à ses tanins.

#### 5.7.3.5 Comportement mécanique

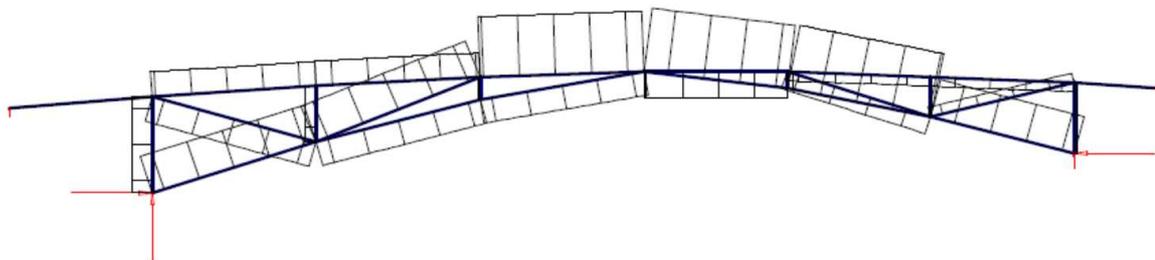
Sur les schémas ci-dessous figurent les diagrammes de moment fléchissant et d'effort normal pour une charge répartie.



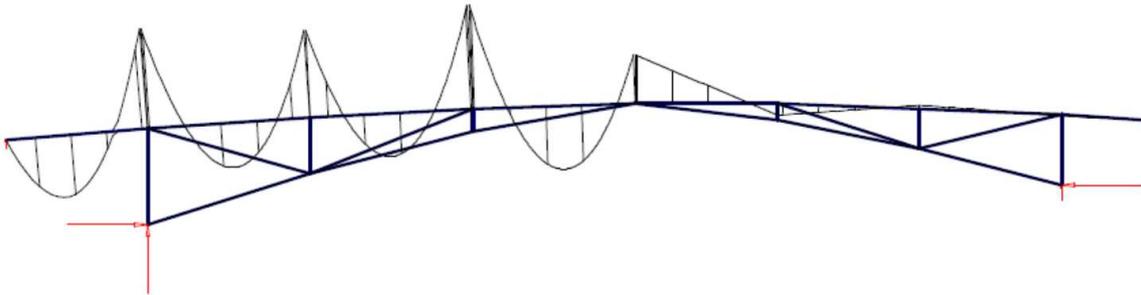
*Effort normal sous chargement réparti uniforme*



*Moment fléchissant sous chargement réparti uniforme*



*Effort normal sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*



*Moment fléchissant sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*

#### 5.7.3.6 Exécution

L'entreprise Traversier a monté l'ouvrage à partir d'échafaudage tubulaire, assurant à la fois le réglage des points d'accroche et la sécurité des charpentiers.

#### 5.7.3.7 Sources

- <http://www.anglade-structures-bois.fr/> (dont sont extraits plans, images et texte de présentation. Reproduction avec l'aimable autorisation de J. Anglade)
- Revue Séquences bois, n°3

### 5.7.4 Passerelle Saint Clair



Photo IGIOA

Maître d'ouvrage : CG de l'Ardèche  
Maître d'œuvre : CG de l'Ardèche - DIR  
Mise en service : mai 2011

Trafic : piétons et cycles  
Portée : 28 m (largeur : 3,0 m)  
Essence du bois : Douglas ( GL28 H3)

#### 5.7.4.1 Introduction

La passerelle de Saint Clair franchissant la RD 820 est réalisée dans le cadre du projet d'aménagement de l'accès à Annonay. Elle est destinée aux piétons et aux vélos et permet de relier le chemin de Gourdan et de maintenir les accès à la ceinture verte d'Annonay en sortant de l'agglomération. Le schéma statique de la passerelle proposé répond à la volonté de construire un ouvrage léger qui affirme le cadrage des vues et crée un événement sur le parcours du piéton. Cette passerelle est conçue avec un arc en bois lamellé collé associé à un tablier en ossature mixte acier-béton.

La passerelle a été implantée perpendiculairement à la voie qu'elle franchit, afin d'en raccourcir la portée, mais surtout pour affirmer les vues frontales pour l'automobiliste. Afin de conserver l'effet de plateau du terrain naturel et pour pouvoir cadrer le paysage au point haut de la voie nouvelle, il a été décidé de retenir une solution en arc. Cette géométrie renforce la symétrie du déblai et dégage la vision de l'automobiliste tout en marquant très fortement le changement de paysage. Ce choix de matériau exprime aussi la filière bois du département, avec en particulier les célèbres productions de papier d'Annonay (papiers Canson).

#### 5.7.4.2 Géométrie et principe structural

La passerelle est composée d'un tablier en ossature mixte acier-béton de 40,30 m de longueur et de 2 arcs en bois lamellé collé de 28,24 m d'ouverture et de 3,75 m de flèche. L'intrados des arcs présente un rayon de courbure de 25,00 m dégageant un gabarit de 6,00 m au-dessus de la RD820. Pour renforcer l'adéquation entre le profil de la voie et l'ouvrage, les bracons qui supportent le tablier sont rayonnants à partir de droites parallèles aux talus latéraux. La projection de ces bracons en élévation va donner un point central permettant de mettre les autres bracons en place sur une division régulière du tablier. Cette disposition va générer une forme en éventail et créer un volume entre le double arc et le tablier. Pour alléger au maximum la vision de l'ouvrage et pour agrandir la vision des piétons, les garde-corps sont constitués de lattes horizontales qui s'inclinent selon l'angle de vision des utilisateurs. Dans leur version finale, les montants de garde-corps vont reprendre la géométrie des bracons pour unifier structure et équipements.

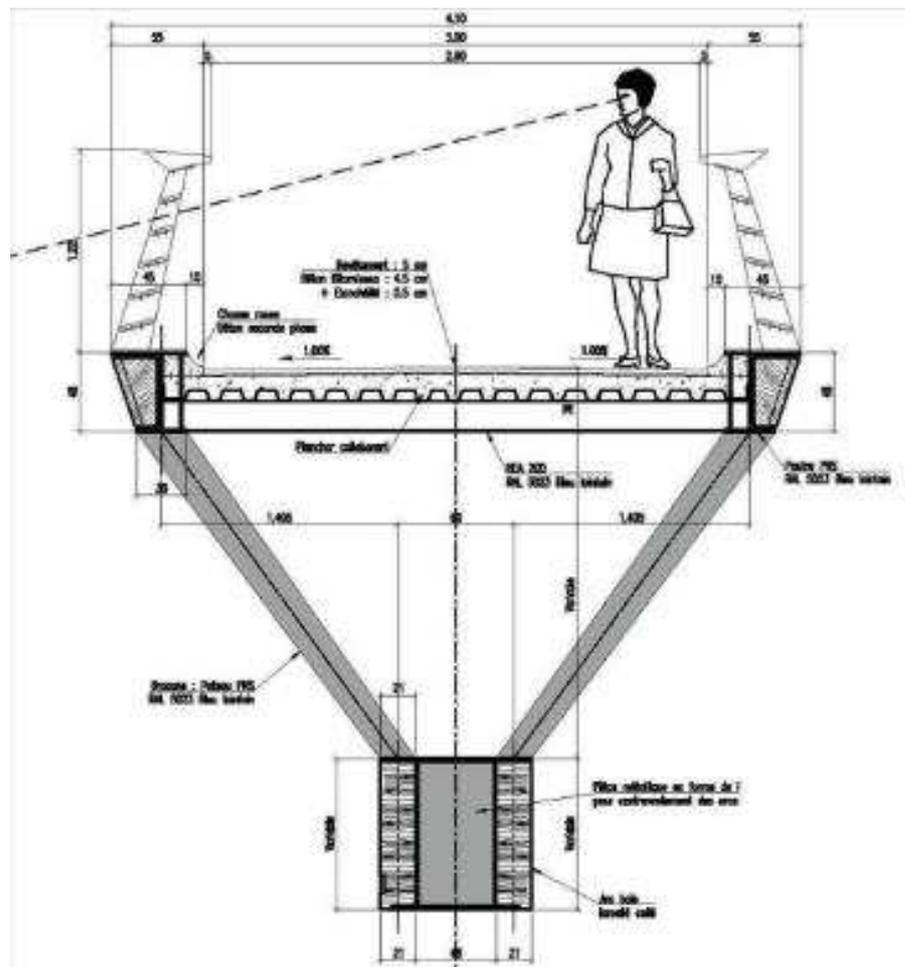


*En haut : version initiale de l'ouvrage avec garde corps droits  
En bas image de synthèse avec garde corps inclinés*

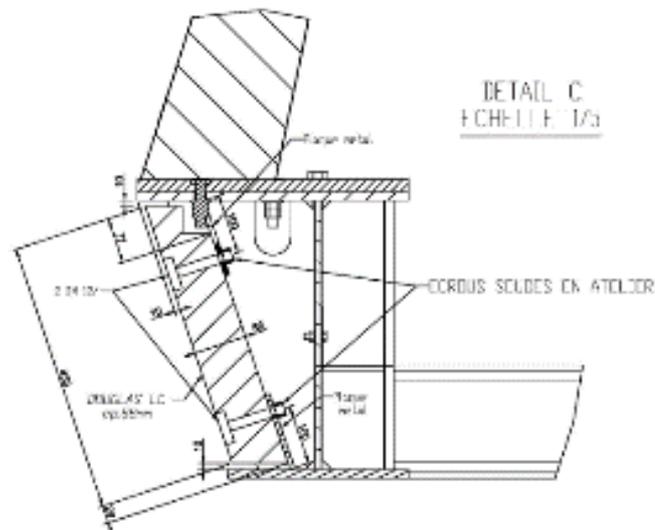
#### 5.7.4.3 Description de la structure

Les arcs en BLC, d'une hauteur variable de 1,05 m aux naissances à 0,65 m à la clé, reposent par l'intermédiaire des articulations en acier galvanisé sur un massif en béton armé ancré dans le substratum granitique. Les deux arcs sont associés au niveau du tablier à deux poutres latérales en acier, de hauteur constante, par des bracons

métalliques en forme de V dans le sens transversal. Ces bracons sont réalisés en PRS avec des sections variables suivant chaque position et un remplissage en bois massif. Ils sont complétés en pied par une pièce métallique en forme de double « I » permettant de contreventer et d'assurer la transmission des efforts aux arcs. Cette transmission se fait par la semelle supérieure et une tôle latérale liaisonnée aux arcs par une série de boulons. Le contreventement s'effectue par ce nœud rigide. Le hourdis de la passerelle est une dalle collaborante constituée d'une dalle en béton armé, de 15 cm d'épaisseur moyenne, coulée sur un bac acier nervuré. Ce plancher repose sur des entretoises en HEA 200 espacées de 3,40 m reliant les deux poutres latérales de l'ouvrage. La passerelle présente une chaussée de largeur utile de 3,00 m bordée par des garde-corps mixte acier - bois de 1,20 m de hauteur, fixés sur les poutres latérales par l'intermédiaire des platines soudées. Les poutres latérales et les bracons sont habillés par un remplissage en bois massif d'essence Douglas.



*Coupe transversale montrant la liaison des bracons avec le double I placé entre les 2 arcs, la dalle collaborante reposant sur les entretoises et les poutres longitudinales. Le bois inséré dans ces dernières est non structural. Lattes inclinées pour permettre la vision latérale*

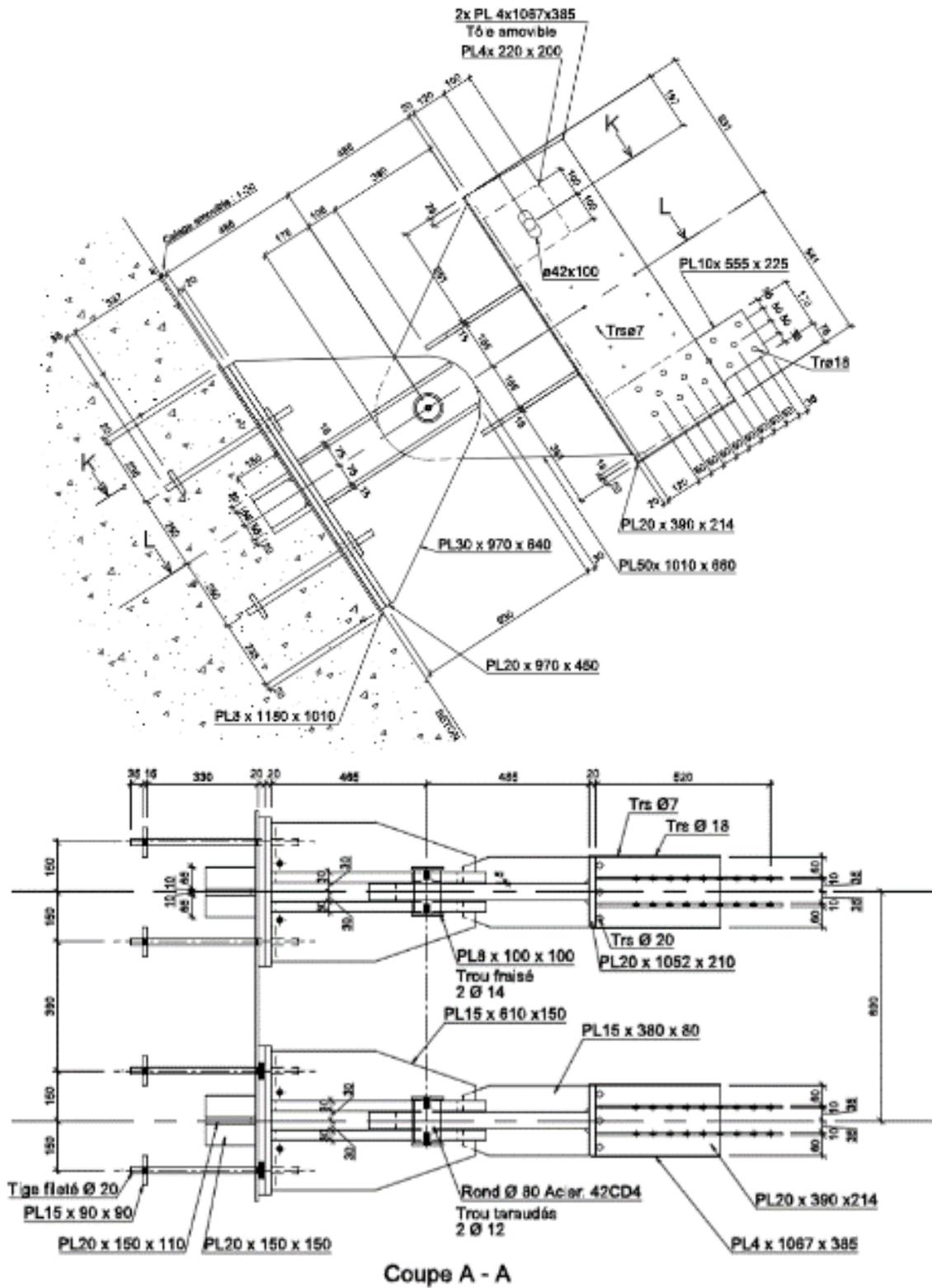


*Détail de la poutre de rive avec pièce de bois boulonnée au PRS en acier*

Les appuis de la passerelle sont des culées à mur de front en béton armé. Elles comportent notamment un voile et une semelle de fondation. La tête de chaque culée est surmontée par des bossages en miro-béton sur lesquels reposent des appareils d'appuis néoprènes. Elles sont fondées superficiellement dans la couche d'arène granitique. Le soutènement des remblais d'accès à l'arrière des culées est assuré par des murs en retour encastres dans les appuis pour permettre la continuité du dispositif de retenue hors ouvrage.

#### Appareils d'appui et articulations

Les poutres latérales de l'ouvrage reposent sur les culées par l'intermédiaire d'appareils d'appuis en élastomère fretté entièrement enrobés permettant d'assurer les divers mouvements du tablier. Les arcs en bois lamellé collé reposent quant à eux sur les massifs en béton armé par l'intermédiaire des articulations en acier galvanisé. La connexion aux arcs est réalisée en partie basse (intrados) par un ensemble de broches et boulons alors que l'extrados est relié à la platine par un boulon coulissant dans un trou oblong, afin de permettre la dilatation libre de l'arc suivant l'axe transversal du bois (La hauteur de la poutre étant de 1,05 m aux naissances).



Vues de l'articulation en pied d'arc avec trou oblong sur platine latérale pour autoriser la dilatation du bois

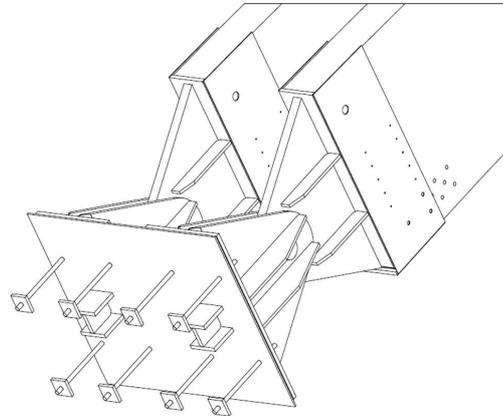
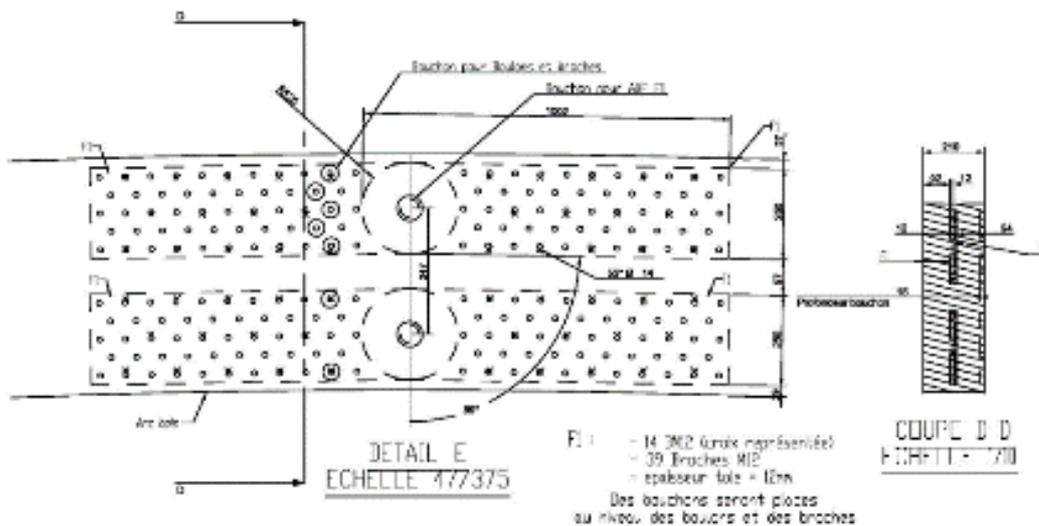


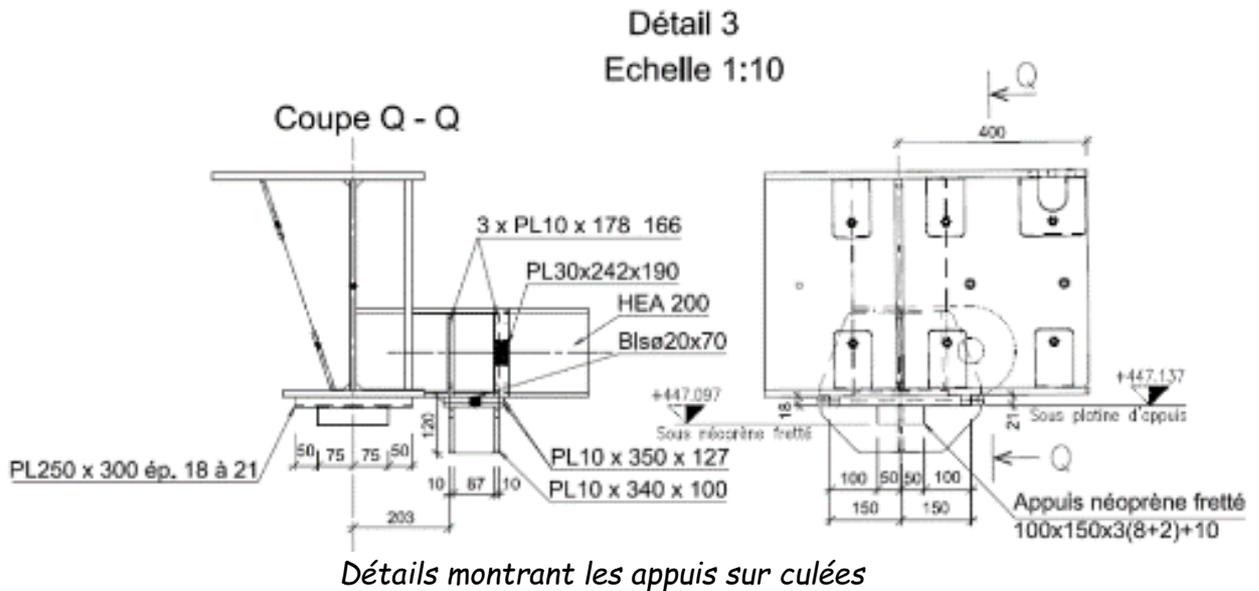
Photo du pied d'arc et perspective. Un espace est gardé entre l'about de l'arc et le fond de la platine métallique afin de permettre l'évacuation de l'eau



Détail montrant la connexion brochée à la clé

### Butée latérale

Le tablier est bloqué transversalement au niveau des appuis par une pièce métallique faisant office d'une butée latérale au vent. Cette pièce, constituée de deux chapes rigidifiées par deux plats, est soudée sur l'entretoise d'appui.



**5.7.4.4 Equipements**

Couche de roulement

La dalle en béton est protégée par une chape d'étanchéité mince composée de feuilles préfabriquées bitumeuses mono-couche recouvertes par une couche de roulement en béton bitumineux mince de 4 cm d'épaisseur.

Dispositifs latéraux de retenue

Les garde-corps sont des éléments mixtes acier-bois. Les montants en aciers sont rayonnants et, suivant la section transversale du tablier, inclinés vers l'intérieur. Ils sont soudés sur les poutres latérales par l'intermédiaire de platines en forme de losange. Des lamelles horizontales et la main courante en bois massif complètent le dispositif.



*Vue du tablier et des garde-corps. L'impression que les garde-corps sont verticaux au premier plan de la photo de droite vient du point de vue particulier et de la double inclinaison des montants, à la fois rayonnants et inclinés vers l'intérieur du tablier*

### 5.7.4.5 Exécution

Bureau d'étude technique : IGIOA SAS

Architecte : B+M Architecture

Entreprises : Génie-Civil : Eurovia (Mandataire)

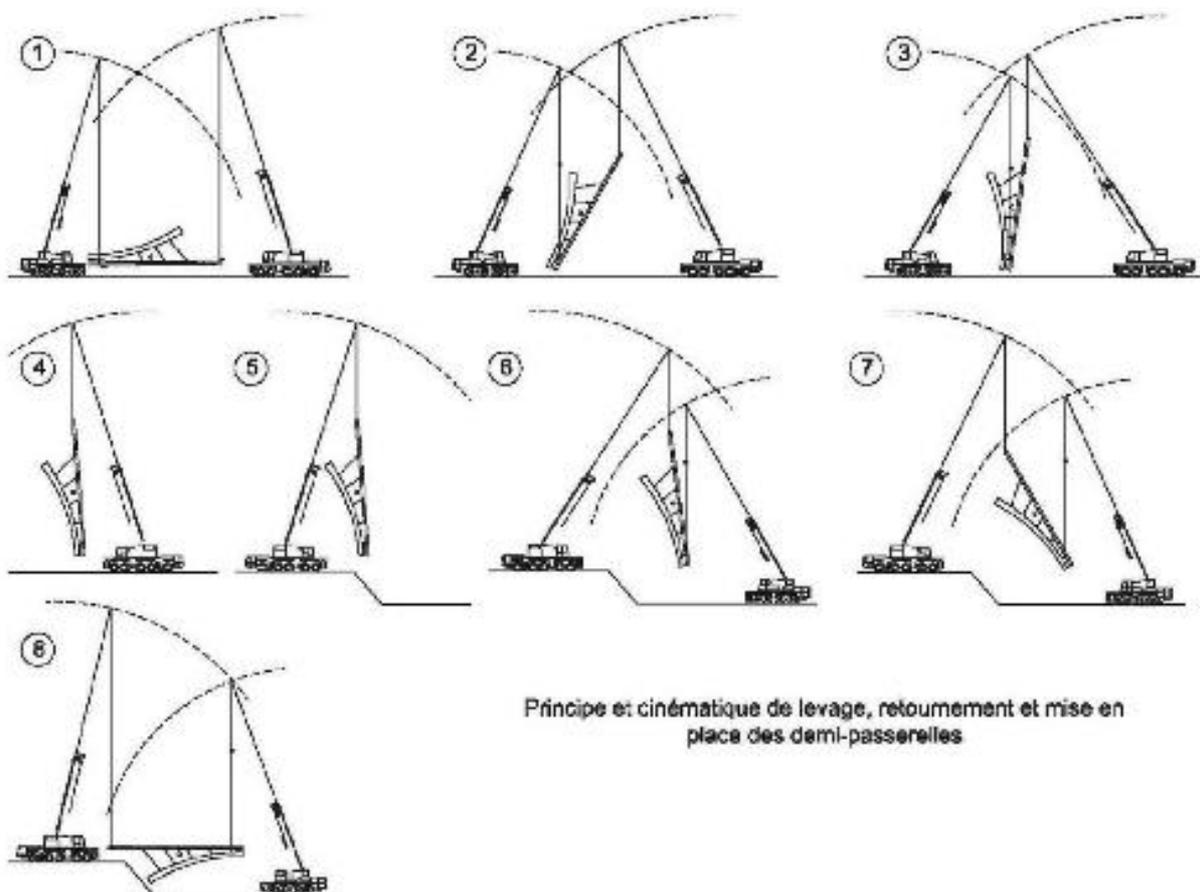
Charpente Bois : Mathis

Charpente métallique : Legrand,

Montage : Ciceron

#### Montage de la passerelle

La passerelle est livrée et assemblée au sol en deux demi-passerelles, chacune constituant une demi-portée. Chaque demi-passerelle est montée au sol à l'envers (intrados vers le haut) pour le montage et le soudage des bracons et des demi-arcs. Les demi-passerelles sont ensuite levées et retournées, puis mise en place en position, à l'aide d'une tour d'étaie provisoire placée sur la chaussée.



*Schémas montrant le phasage du montage des arcs*



*Vues de l'ouvrage en phase de montage*

### 5.7.4.6 Sources

Documents internes S. Mémet (B+M architectures) et A. Hzami (IGIOA) reproduits avec leur aimable autorisation.

## 5.8 Ponts haubanés et suspendus



Figure 5-38: Pont d'Avoudrey (France)



Figure 5-39: Passerelle de Traversiner (Suisse)



Figure 5-40: Pont de Tournon (France)



Figure 5-41: Passerelle d'Oye-et-Pallet (France)



Figure 5-42: Pont du Lechtal (Autriche)



Figure 5-43: Pont de Wernau (Allemagne)

Photos reproduites avec l'aimable autorisation des auteurs

Figure 5-38: Pont d'Avoudrey (France) Ent. Simonin

Figure 5-39: Passerelle de Traversiner (Suisse) W. Dechau

Figure 5-41: Passerelle d'Oye-et-Pallet (France) CETE de l'est

Figure 5-40: Pont de Tournon (France) P. Arps

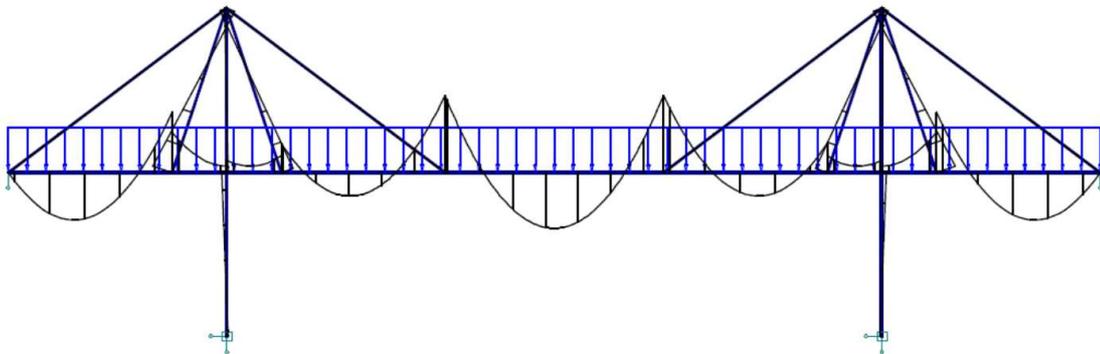
Figure 5-42: Pont du Lechtal (Autriche) M. Flach

Figure 5-43: Pont de Wernau (Allemagne) M. Flach

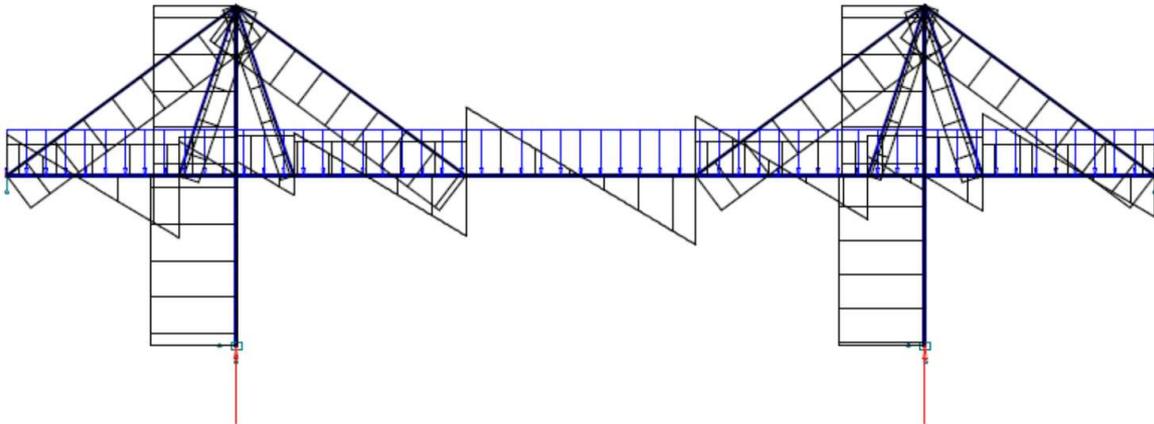
### 5.8.1 Généralités

Comme pour l'arc, mais de façon encore plus marquée, il est des conditions de site qui interdisent ou ne favorisent pas l'implantation de piles intermédiaires : grand gabarit de navigation à préserver, vallée très profonde, sol instable, hauteur disponible extrêmement faible, etc. L'impossibilité de mettre le tablier en appui « par le dessous » oblige à le tenir totalement « par le dessus » à l'aide de câbles de suspension ou de haubans. Le tablier est donc supporté par un système de câbles qui reportent les charges verticales en tête des pylônes prolongeant les piles principales de l'ouvrage.

#### 5.8.1.1 Diagrammes sous chargement uniforme



*Moment fléchissant dans un pont à haubans sous chargement uniforme*



### *Efforts normal et tranchant dans un pont à haubans sous chargement uniforme*

Dans le cas des **ponts suspendus**, les **câbles porteurs métalliques** passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes faisant contre poids. Le tablier est tenu de proche en proche par des suspentes accrochées aux câbles. La répartition de la surcharge sur les câbles porteurs et l'étalement de l'effet des charges sont obtenus grâce à la **raideur flexionnelle du tablier** : comme pour les ponts en arc (symétriques des ponts suspendus), on parle de « poutre de rigidité ». Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois indépendantes.

Dans le cas des **ponts haubanés**, les câbles sont rectilignes et obliques. Ils sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Chaque part de charge verticale prise par un hauban s'accompagne dans le tablier d'un effort de compression égal à la composante horizontale de l'effort de traction du hauban. Tous ces efforts de compression s'ajoutent pour atteindre un maximum au droit du pylône où la compression de droite équilibre celle de gauche. Ainsi, le tablier fonctionne en flexion / compression, tandis que les pylônes fonctionnent en compression axiale, ce qui est avantageux pour le matériau bois.

#### 5.8.1.2 Principales vérifications

Les éléments à vérifier en priorité sont :

- les câbles ou haubans, à dimensionner en fonction des efforts de traction qu'ils reprennent
- les pylônes, soumis dans tous les cas à une importante compression axiale avec les risques de flambement qui en découlent. Selon la nature des appuis en pied de pylônes (encastrement, articulation), ceux-ci seront ou non soumis au cisaillement et à la flexion. On préférera donc les articuler pour les libérer de ces sollicitations (cf. Pont de Wernau ci-dessus).

- le tablier, soumis principalement à la flexion. Il devra être conçu de manière à avoir la plus grande rigidité possible, notamment dans le cas d'un pont suspendu. Enfin, l'attention devra également être portée sur la stabilité transversale de ces ouvrages au vent, car ils y sont généralement plus sensibles que les autres types de structure.

#### 5.8.1.3 Ordres de grandeur usuels

Portée : 30 - 80 m

#### 5.8.1.4 Exemples présentés

- Pont d'Avoudrey (commune d'Avoudrey, département du Doubs)
- Traversinersteg (commune de Zillis, canton des Grisons, Suisse)

### 5.8.2 Pont d'Avoudrey

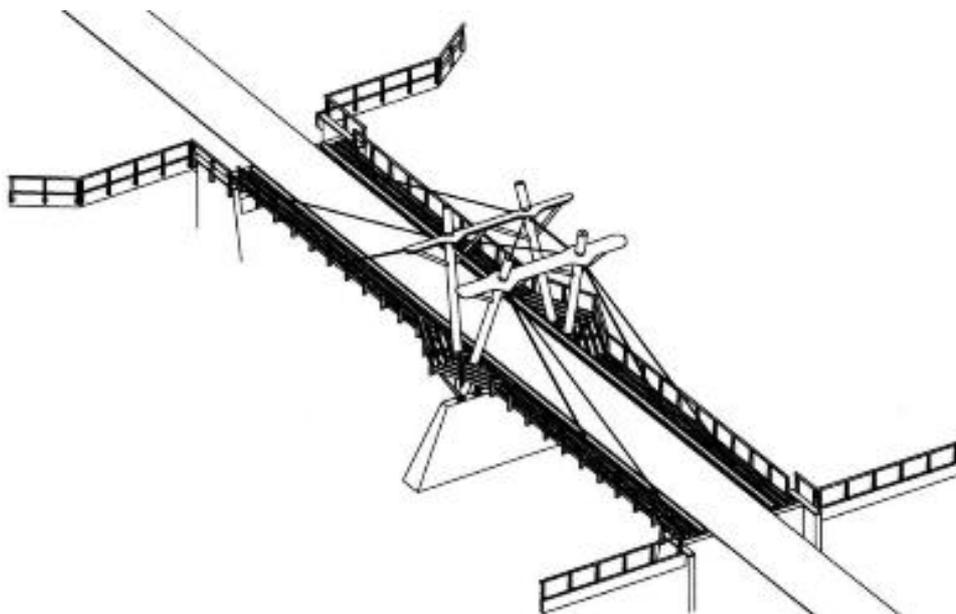


Maître d'ouvrage : CG du Doubs  
 Maître d'œuvre : PMM, Arborescence  
 Année de réalisation : 2005

Trafic : véhicules légers et tracteurs  
 Portées : 22m (Largeur : 4 m)  
 Essence du bois : Douglas lamellé-collé

#### 5.8.2.1 Introduction

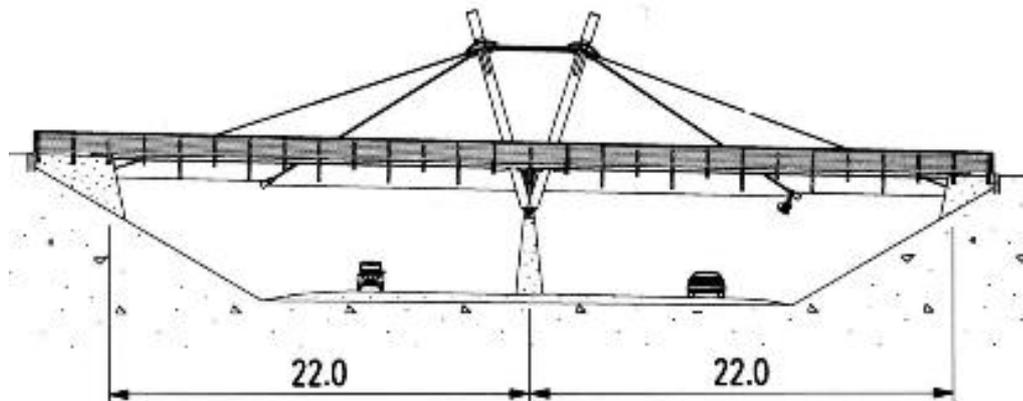
Ce pont rétablit un chemin agricole au-dessus de la « Route des Microtechniques » (RD 461) contournant Avoudrey et Flangebouche. Reconnaisable au « V » formé par son haubanage, cet ouvrage se veut un symbole de l'entrée dans le Haut-Doubs (connu notamment pour son industrie forestière) avec son ossature bois dont le matériau provient des forêts comtoises. En effet, l'essentiel de la structure est en bois, à savoir les poutres du tablier et les mâts, tandis que les suspentes sont en acier et la dalle et les appuis sont en béton armé. Conçu en esquisse par les ingénieurs Dominique Calvi et Alain Perrin en collaboration avec l'architecte du Conseil Général, les études de projet et de maîtrise d'œuvre de ce pont ont été menées par le bureau Arborescence.



*Vue en axonométrie de l'ouvrage*

### 5.8.2.2 Principe structural

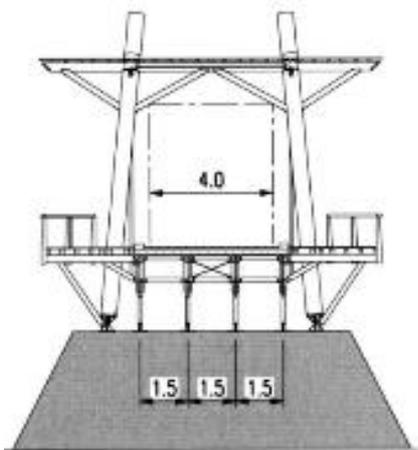
Le pont d'Avoudrey franchit la 2x2 voies par deux travées symétriques de 22m, légèrement inclinées. Les poutres porteuses reposent sur les culées et l'appui central et sont soutenues par deux haubans pour réduire leur portée effective. Ce choix structural permet à la fois de respecter le gabarit d'espace libre sous le pont et de réduire les moments de flexion dans les poutres principales.



*Élévation de l'ouvrage*

### 5.8.2.3 Description de la structure

La structure porteuse est composée de quatre poutres en bois lamellé collé en Douglas d'inertie variable. Ces poutres prennent appui sur des chevalets métalliques au droit de la pile centrale, sur des bielles métalliques au droit des deux culées, et sont soutenues en travées par deux câbles raccordés à des mâts de haubanage disposés en « V ». Des treillis métalliques extrêmement rigides disposés transversalement dans le plan incliné des câbles, permettent de répartir le soutien des câbles de façon égale sous les quatre poutres. Les mâts, de sections circulaires en lamellé collé, sont articulés en pied sur l'appui central en béton armé et stabilisés par les deux câbles extérieurs assemblés sur les extrémités des poutres bois. La dalle en béton armé n'est pas solidaire des poutres en bois, elle est posée sur 104 appareils d'appuis glissants en inox et téflon. Enfin, la stabilisation longitudinale est assurée par la pile centrale ; quant à la stabilisation transversale, elle est assurée par la dalle béton seule, en butée sur les culées.

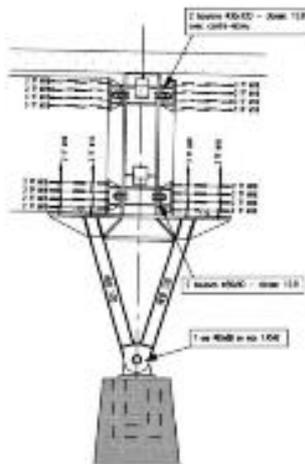


*A gauche : coupe transversale sur appui central*

*A droite : sous-face du pont ; Sont visibles les poutrelles, les entretoises et les câbles*

### 5.8.2.4 Equipements et dispositions constructives

La dalle en béton armé reçoit le complexe d'étanchéité et assure ainsi la protection des poutres sous chaussée contre les intempéries. Les poutres liant les mâts de haubanage sont abritées sous un chapeau métallique. En ce qui concerne les assemblages, on remarquera les 4 assemblages des poutres porteuses au niveau de l'appui central, assurant à la fois la connexion des pièces de bois et la descente des charges.

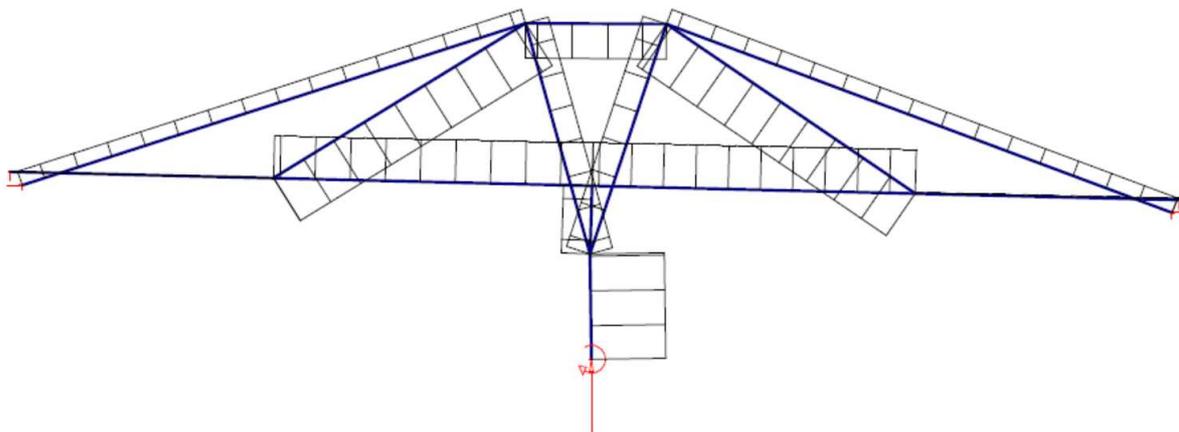


*A gauche : détail de l'assemblage « Résix » selon la technologie développée par Simonin*

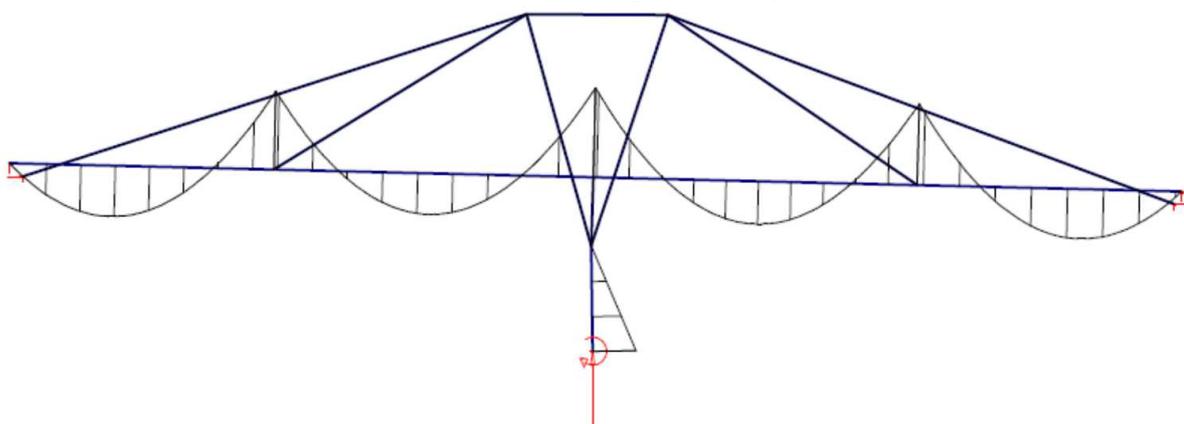
*A droite : appui central avec l'articulation des mâts de haubanage et les appuis des poutres porteuses*

### 5.8.2.5 Comportement mécanique

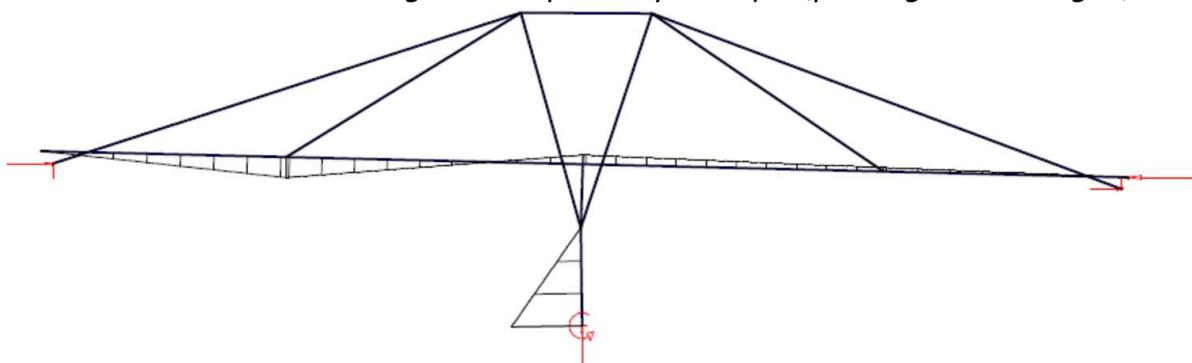
*Effort normal sous chargement réparti uniforme (là où le modèle indique de la compression dans les haubans, ceux-ci ne travaillent pas)*



*Moment fléchissant sous chargement réparti uniforme*



*Moment fléchissant sous chargement réparti asymétrique (partie gauche chargée)*



### 5.8.2.6 Exécution

Coût global de l'ouvrage : 610 000 € à titre indicatif

Entreprises Clivio, Simonin et Faivre-Rampant

### 5.8.2.7 Sources

- documentation Simonin

Reproduction avec l'aimable autorisation de Simonin SAS

### 5.8.3 Passerelle de Traversiner (Traversinersteg)

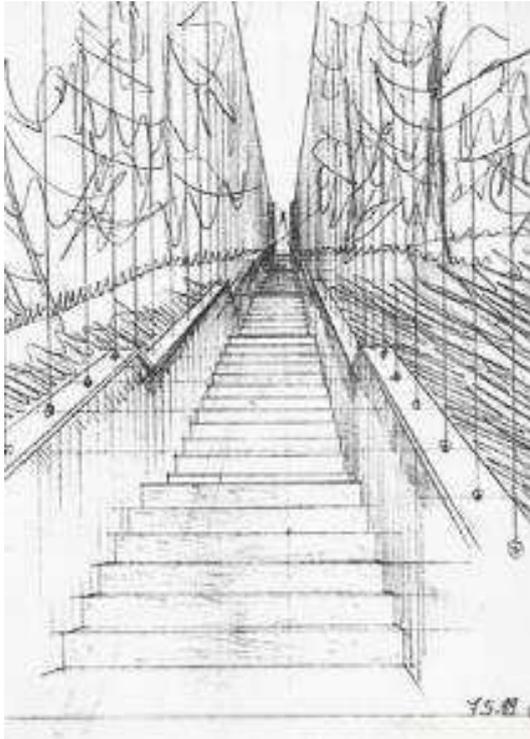
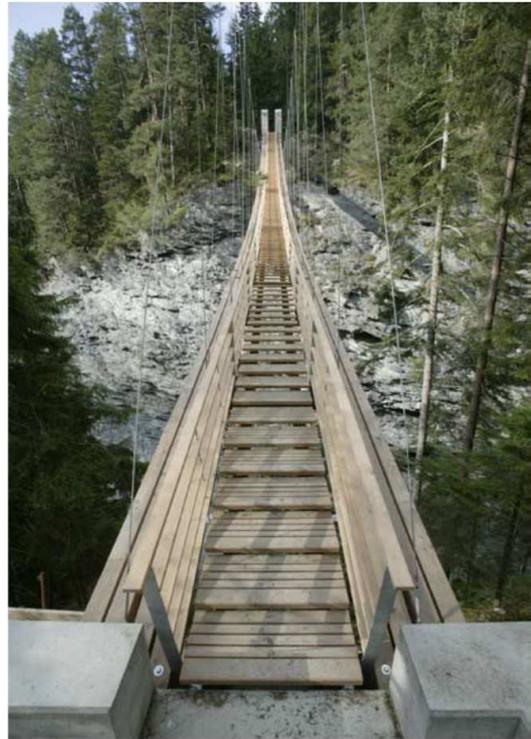


Maître d'ouvrage : Ass. culture Viamala  
 Maître d'œuvre : Conzett, Bronzini,  
 Gartm  
 Année de réalisation : 2005

Trafic : piétons  
 Portée principale : 56m ; dénivelé : 22m  
 Largeur : 2,58 m  
 Essence du bois : pin sylvestre et mélèze

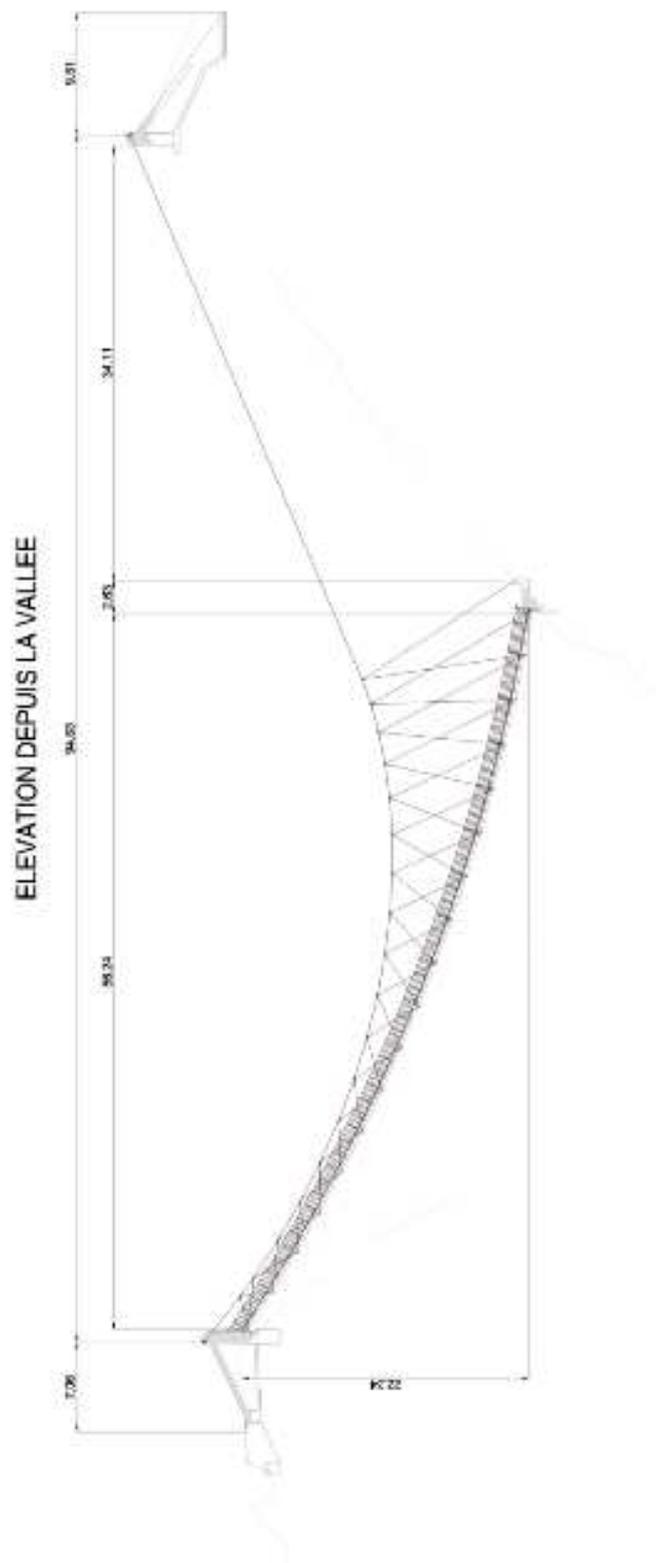
#### 5.8.3.1 Introduction

Le cadre naturel dans lequel s'insère la « deuxième Traversinersteg » est exceptionnel et très apprécié des nombreux randonneurs qui le visitent et le traversent. La topographie accidentée de cette profonde gorge a en grande partie déterminé la forme et la structure de ce passage pour piétons conçu par l'ingénieur Jurg Conzett : un escalier suspendu à deux câbles ancrés aux points hauts de la gorge. Le fait que le chantier fût uniquement accessible par le sentier de randonnée a également beaucoup influencé la conception de l'ouvrage et de ses éléments. Construite en remplacement d'une passerelle emportée par un éboulement rocheux, la solution retenue pour le système porteur et le tablier est donc à la fois techniquement efficace, relativement facile de mise en œuvre et architecturalement réussie.

*Croquis**Vue depuis l'extrémité basse*

### 5.8.3.2 Principe structural

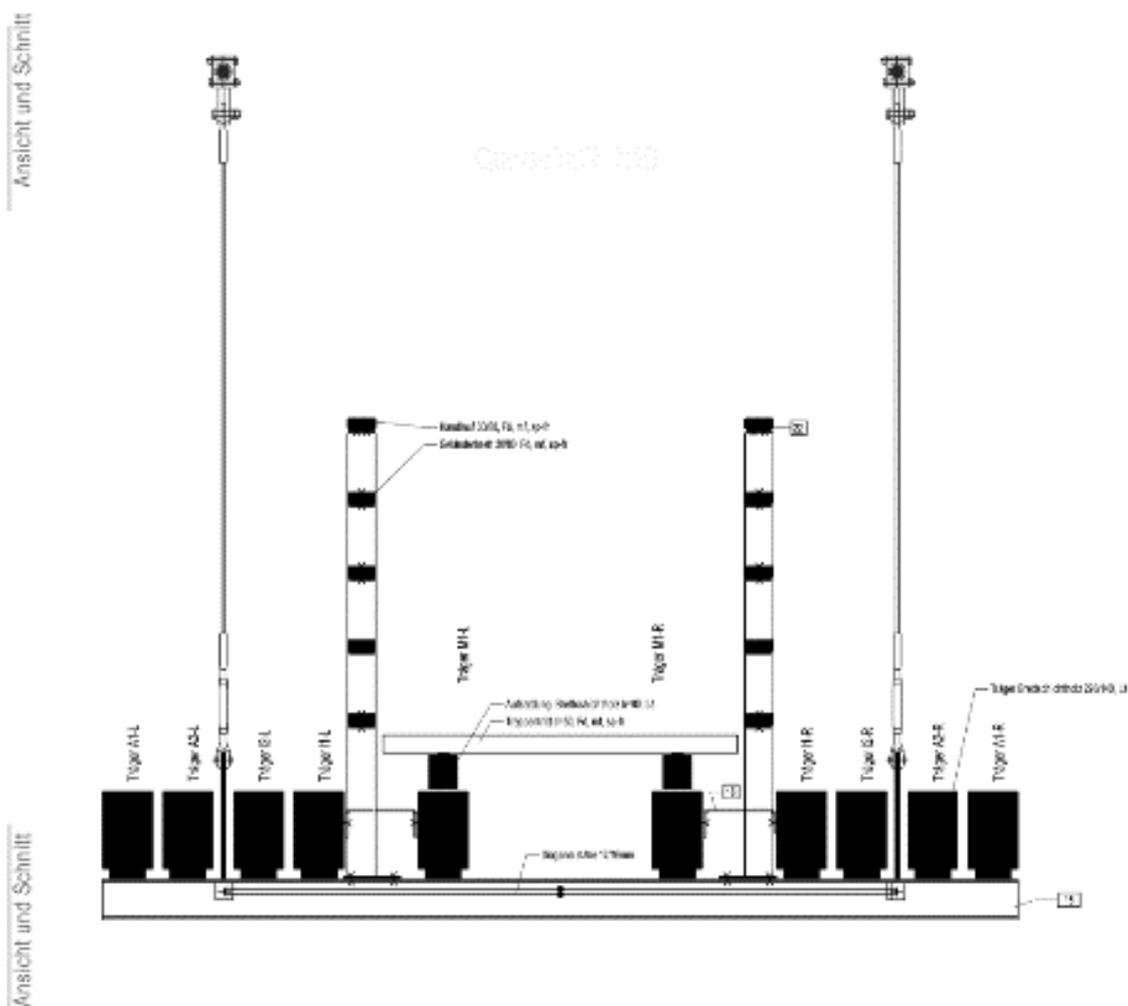
La passerelle franchit la gorge sur une portée horizontale de 56 m avec un dénivelé de 22 m (elle est longue de 62 m). Les deux massifs d'ancrage des câbles sont distants de 95 m. L'escalier est suspendu par un système triangulé composé de deux câbles principaux et de câbles secondaires (la culée située au bas de la passerelle sert uniquement de butée pour reprendre la force de poussée horizontale) ; il repose sur dix poutres longitudinales formant le tablier et travaillant en flexion composée.



*Elévation*

### 5.8.3.3 Description de la structure

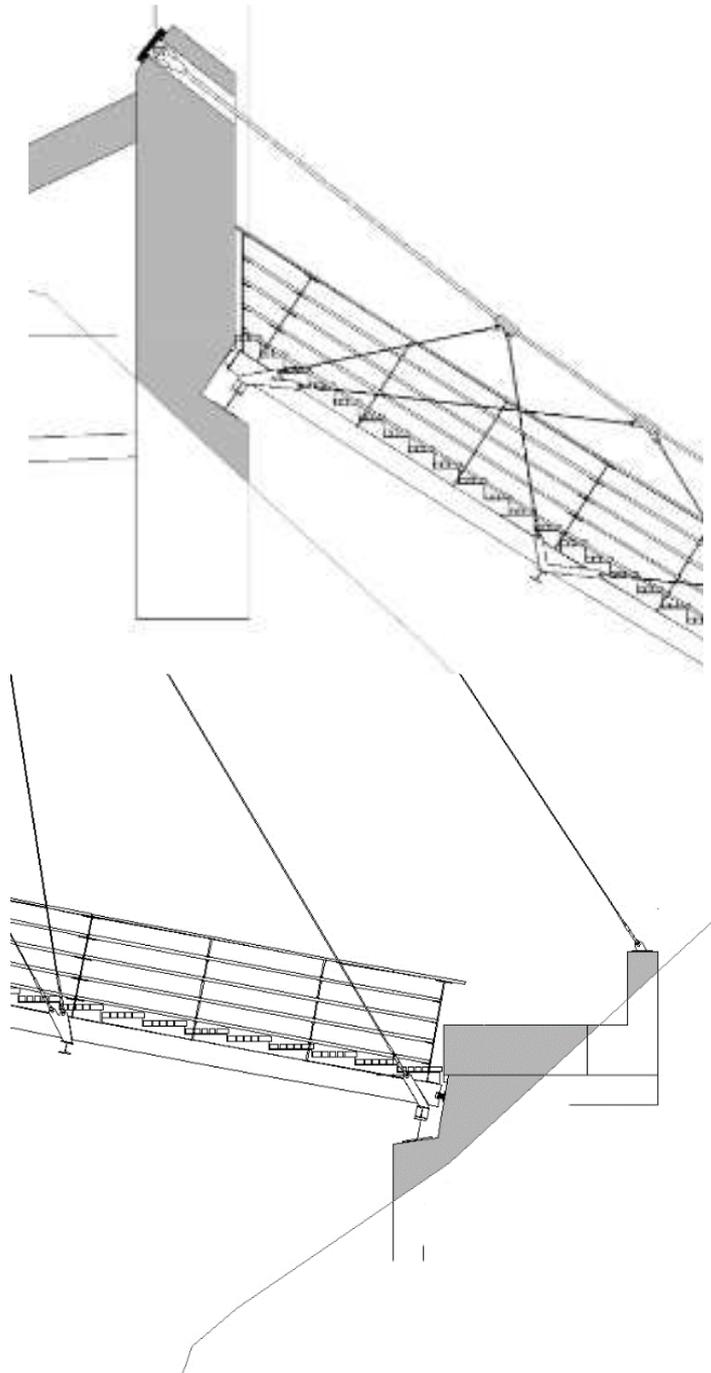
Le tablier se compose de dix poutres longitudinales en bois lamellé-collé de 140 x 220 mm travaillant en compression. Le liaisonnement et la rigidité transversale sont assurés par des entretoises métalliques. Les câbles porteurs sont ancrés à des culées en béton armé fondées sur les hauteurs de la gorge. Enfin, le problème crucial des vibrations et du balancement est maîtrisé par la triangulation des câbles et la rigidité du tablier.



Coupe transversale

#### 5.8.3.4 Equipements et dispositions constructives

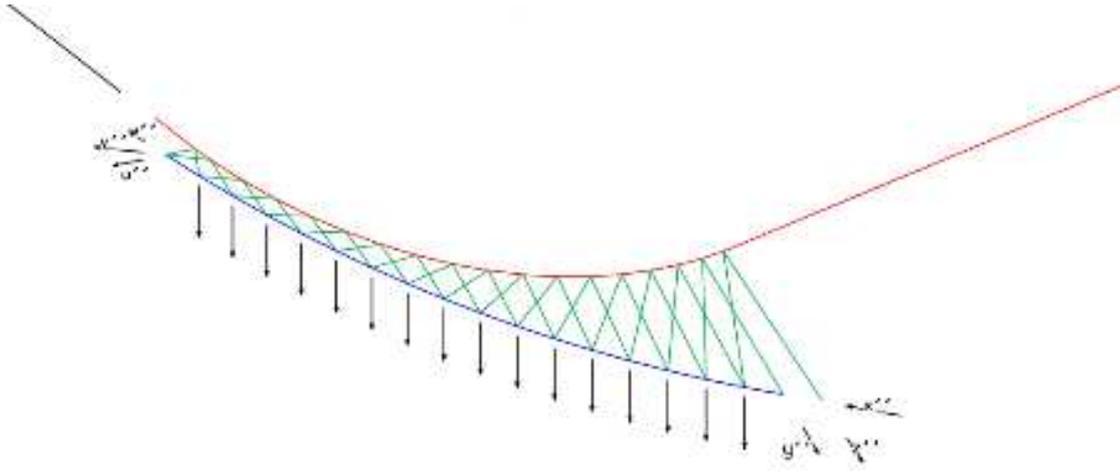
Les assemblages entre les poutres en BLC, l'escalier, les garde-corps, et les câbles sont en acier galvanisé. De façon générale, tous les matériaux (pin sylvestre, mélèze, acier, etc.) ont été choisis et traités pour assurer leur office sur une longue durée. Cependant, les éléments de la passerelle ont également été conçus pour pouvoir être remplacés aisément en cas de détérioration, en particulier les marches de l'escalier soumises à l'usure par le passage des randonneurs.



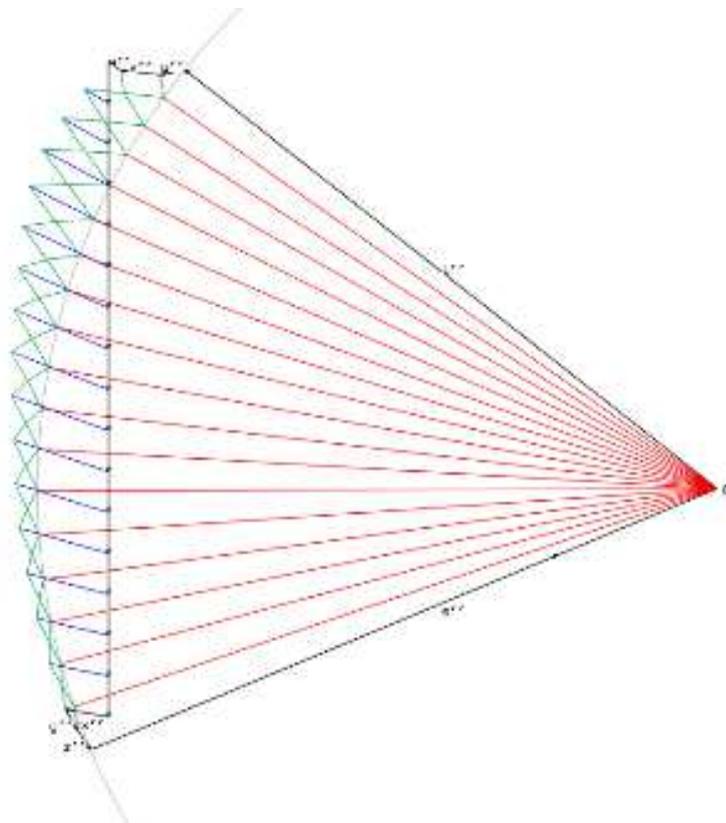
*Détails des culées haute et basse*

### 5.8.3.5 Comportement mécanique

Cet ouvrage a été pré dimensionné par méthode graphique. Nous reproduisons ci-dessous les premières études de modélisation de l'ouvrage réalisées par J. Conzett pour le calcul des efforts.



*Modélisation de l'ouvrage avec charges uniformes*



*Calcul des efforts par statique graphique*

### 5.8.3.6 Exécution

La topographie du site et les difficultés d'accès ont interdit l'usage de tout gros engin de levage. Les culées ont été réalisées de juin à mi-juillet et le montage des câbles et de l'escalier de mi-juillet à mi-août 2005.



*Photo de gauche : Ancrage et fixation des câbles de suspension*

*Photo du centre : Descente des éléments du tablier entre les câbles*

*Photo de droite : Montage de l'escalier : les marches sont vissées sur deux limons en mélèze prédécoupés*

Coût de l'ouvrage à titre indicatif (valeur en 2005) : environ 340 000 € (527 000 CHF)

### 5.8.3.7 Sources

Documents internes bureau d'ingénierie CBG. Reproduction réalisée avec l'aimable autorisation de Jürg Konzett.

- [www.cbg-ing.ch](http://www.cbg-ing.ch)

- [www.traversinersteg.ch](http://www.traversinersteg.ch)

- [www.lignum.ch/uploads/media/FB.4.1.5\\_Sils.pdf](http://www.lignum.ch/uploads/media/FB.4.1.5_Sils.pdf)

## 5.9 Etude du tablier

Après avoir défini la structure porteuse, l'étude portera sur le tablier du pont ou de la passerelle. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises (les pièces de pont transfèrent les charges verticales du houdis aux poutres principales tandis que les entretoises ont un rôle de rigidification transversale du tablier). Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation. Le tablier représente un **point crucial de la conception d'un ouvrage d'art en bois**. En effet, le bois ayant de faibles capacités mécaniques transversales (cisaillement, compression), il est peu apte à reprendre d'importantes charges ponctuelles. L'enjeu est donc d'avoir une couverture suffisamment rigide pour transmettre les charges à l'ensemble de la structure porteuse pour limiter les efforts de cisaillement et de flexion.

Par « **tablier** » selon le glossaire du SETRA, on entend toute partie d'ouvrage constituée par la couverture et les éléments qui la supportent directement ; dans le cas des ponts à poutres sous chaussée par exemple, le terme « tablier » peut inclure ces dernières. Par « **platelage** » on entend tout élément de faible épaisseur recevant les charges d'exploitation perpendiculairement à son plan et les transmettant à la poutraison. Alors que le terme « platelage » est employé pour exprimer une idée de légèreté et parfois de discontinuité, le terme « tablier » est employé pour exprimer une idée de raideur. Nous distinguerons donc le tablier qui est la structure supportant les charges en les transmettant à la structure primaire, du platelage qui constitue uniquement la surface de roulement.

### 5.9.1 Tabliers en bois

#### 5.9.1.1 Poutraison

Une première solution structurelle pour supporter la couverture et reprendre les charges de trafic consiste à réaliser un réseau de poutres superposées. Il s'agit en général d'un ensemble hiérarchisé de la façon suivante : les poutres principales sont les poutres longitudinales qui supportent les charges sur la portée de l'ouvrage. Sur celles-ci sont fixées les poutres transversales appelées pièces de pont qui reprennent les charges sur la largeur de l'ouvrage. Des poutres longitudinales secondaires (ou longerons) peuvent éventuellement compléter cet ensemble.



Photo de gauche : poutres primaires (longitudinales) et pièces de pont (transversales)

Photo de droite : poutres primaires, pièces de pont, longerons et lattes (platelage)

Photos RLR

- Intérêt de l'entretoisement :

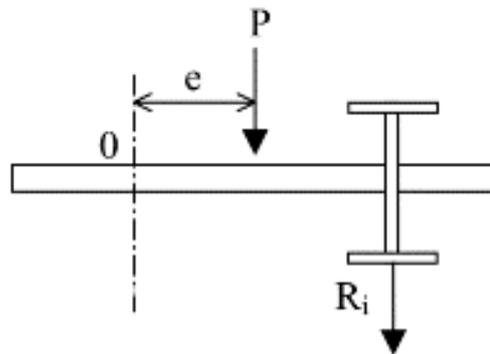
Les entretoises assurent le contreventement transversal en s'opposant au déversement des poutres qu'elles solidarisent et la répartition transversale des charges localisées. Elles sont généralement de section pleine. Pour que les entretoises puissent être considérées comme infiniment rigides vis-à-vis de la flexion des poutres, on fait généralement les hypothèses suivantes :  $L > 2.l$  et  $h \approx H$  (avec  $L$  la portée des poutres longitudinales ;  $l$  la distance transversale entre poutres extrêmes ;  $H$  la hauteur des poutres ;  $h$  la hauteur des entretoises).

L'action de l'entretoise sur les poutres a été évaluée selon la **méthode de Courbon** [Courbon (1940)], méthode qui fait l'hypothèse que l'entretoise est infiniment rigide. Celle-ci exerce une force verticale  $R_i$  sur la poutre  $i$ . D'après les équations d'équilibre, on déduit dans le cas de  $n$  poutres identiques également espacées de  $\lambda$  :

$$R_i = \frac{P}{n} \cdot \Delta_i$$

$$\text{Avec } \Delta_i = 1 + 6 \cdot \frac{n+1-2.i}{n^2-1} \cdot \frac{e}{\lambda}$$

$e$  est l'excentricité de la résultante  $P$  par rapport à l'axe de symétrie longitudinal du pont.



On remarque que le maximum du coefficient  $\Delta_i$  se produit sur la poutre de rive située du même côté que la charge P par rapport au plan axial.

Le moment fléchissant dans la poutre  $i$  se déduit alors du moment fléchissant  $M(x)$  du tablier sous la charge P :

$$M_i(x) = \frac{M(x)}{n} \cdot \Delta_i$$

Dans le sens longitudinal, pour les cas de charges concentrées, le moment maximal est déterminé par le théorème de Barré : le moment de la résultante  $P_r$  des charges du convoi sur le tablier est maximal au droit de l'essieu symétrique par rapport au milieu de la poutre.

$$M_{\max} = \frac{2 \cdot k}{n} \cdot M_1 \cdot \Delta_i$$

Avec :

$k$  : nombre de files de roues

$M_1$  : moment fléchissant maximal dans le tablier pour une file de roues

### 5.9.1.2 Tablier en bois précontraint

Le tablier en bois précontraint est apparu d'abord au Canada. Outre le fait que le bois n'est pas attaqué par les sels de déverglaçage, ce type de tablier présente l'avantage de combiner légèreté et résistance ainsi qu'une relative facilité de réalisation.

Le principe du tablier en bois précontraint transversalement consiste à utiliser le bois comme matériau de compression sous l'effet de tiges d'acier mises en tension. Il en résulte une section composite légère, ayant un poids volumique d'environ  $6 \text{ kN/m}^3$  (par rapport à  $24 \text{ kN/m}^3$  pour le béton). Ce type de platelage permet de mieux répartir les charges transversalement et longitudinalement et peut posséder une résistance structurale comparable à celle d'une dalle mince en béton armé.

La mise en précontrainte suit généralement les trois étapes suivantes :

- la première séquence de mise en tension, avec une pression instable au manomètre, correspond au serrage grossier des madriers l'un contre l'autre.

- la deuxième séquence aboutit au serrage et à la compression des madriers ainsi qu'à une faible tension des tirants d'acier.
  - la troisième séquence vise à réaliser la compression maximale des madriers ainsi que la tension des tirants d'acier jusqu'à environ 60 % de la contrainte ultime.
- Des étapes de resserrage peuvent parfois s'avérer nécessaire peu après le serrage initial.



*Photo de gauche : sous-face du pont de Strada (Suisse), tablier précontraint transversalement*

*Photo de droite : rive du tablier et dispositif de serrage des barres de précontraintes*  
 Photos W. Minder

### **5.9.2 Tabliers mixtes bois-acier**

L'objectif de marier bois et acier est d'avoir une plus grande rigidité pour mieux transmettre et répartir les efforts. Pour éviter les problèmes liés aux écarts de variations dimensionnelles des deux matériaux vis-à-vis de la température et de l'humidité (dilatation, gonflement, retrait), le principe est de ne pas faire travailler bois et acier dans le même sens. En général, le bois est utilisé dans le sens longitudinal, et l'acier dans le sens transversal. Ainsi, le tablier gagne en rigidité transversale : les charges sont mieux réparties sur les différentes poutres principales. Du point de vue constructif, les connexions bois-acier sont facilitées par le fait que les assemblages des pièces en bois sont souvent des pièces métalliques.

On donne ci-dessous l'exemple du pont de Staffen, dont le tablier est composé de deux poutres en bois lamellé-collé reliées transversalement par des profilés métalliques sur lesquels s'appuient des longerons en bois. Des panneaux en bois multiplis reposent ensuite sur ces longerons et reçoivent le complexe d'étanchéité.

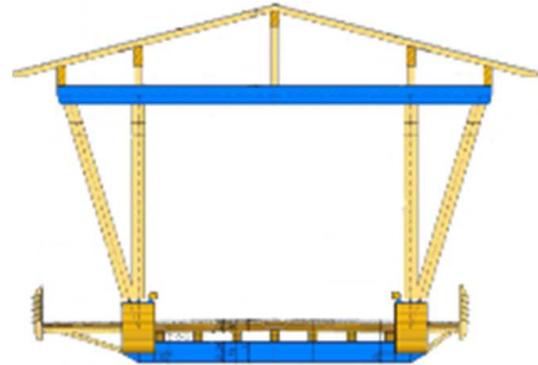


Photo de gauche : vue générale du pont de Staffen à Kossen (Autriche)

Dessin de droite : coupe transversale (bleu : acier ; orangé : bois)

Photo et coupe M. Flach

### 5.9.3 Tabliers mixtes bois-béton

Pour supporter de fortes charges de trafic, il peut s'avérer nécessaire de recourir au béton en tant que dalle de compression, ce qui suppose l'existence d'une connexion entre le bois et le béton. Cette solution présente l'avantage d'une meilleure efficacité mécanique par rapport à une poutraison en bois. Néanmoins il existe de nombreux cas où le béton est dissocié du bois.

#### 5.9.3.1 Matériaux dissociés

Le pont de l'aire de Chavanon franchit l'autoroute A89 avec une structure porteuse en bois à béquilles (cf. 5.6) et un tablier mixte bois-béton. Il a été dimensionné pour des camions et des chars militaires de 120 tonnes.

Pour ce pont, bois et béton ont été soigneusement dissociés. Il est à noter qu'un plancher bois aurait également été exclu compte tenu des fortes charges localisées.

La dalle en béton de haute performance de classe C50/60 repose, par intermédiaire d'appareils d'appui en téflon, sur des nervures en bois lamellé collé qui forment la structure principale. Ces appuis permettent le glissement horizontal de la dalle en béton par rapport à la structure en bois afin que les deux matériaux puissent se dilater librement. Des butées réalisées par équerres métalliques étaient toutefois nécessaires pour relier les deux structures ponctuellement de façon à transmettre les efforts de freinage et les chocs sur la glissière de sécurité sans toutefois empêcher la libre dilatation du tablier.

La dissociation des deux matériaux a complexifié le système constructif tout en augmentant l'épaisseur du tablier. En effet, la hauteur de la dalle en béton s'est ajoutée à la hauteur des nervures en bois sans pour autant augmenter leur hauteur statique. L'expérience de ce pont montre qu'il est plus difficile de dissocier deux matériaux que de les connecter.

### 5.9.3.2 Matériaux associés

Les tabliers mixtes bois-béton connectés ont fait et continuent de faire l'objet de nombreuses études (cf chapitre 7). Plusieurs ouvrages mixtes ont été réalisés, utilisant différents types de connecteurs (tiges, goujons, etc.). Comme le montrent l'exemple ci-dessous, le tablier mixte connecté permet des réalisations d'envergure.



*Pont de Innenferrera (Suisse) . Photo W. Minder*

D'un point de vue constructif, la faisabilité sera fonction du type de connecteur retenu. La solution adoptée pour le pont Ragoztobel semble assez intéressante de ce point de vue : de petites pièces métalliques sont insérées dans le bois, les prédalles (avec des réservations à l'emplacement des connecteurs) sont ensuite posées sur les poutres, et la dalle est finalement coulée (cf. phasage ci-dessous).



*Pont Ragoztobel : phasage du construction du tablier. Photos W. Minder*

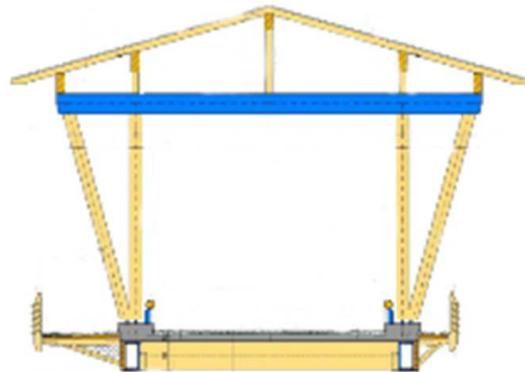
Quel que soit le type de connecteur retenu, il faudra considérer le problème de fluage différé et la résistance à la fatigue de la connexion. Par ailleurs, il peut être utile de prévoir le découplage de la connexion en fin de vie de l'ouvrage, de manière à pouvoir recycler séparément les matériaux. De multiples types de connexion bois-béton existent et font actuellement l'objet de recherche. Un « état de l'art » est donné en partie 7.

#### **5.9.4 Tabliers tri-composites bois-acier-béton**

Une dernière solution consiste à utiliser les 3 matériaux (bois, acier, béton) ensemble pour optimiser à la fois légèreté, rigidité, robustesse. L'emploi du bois permet ici d'économiser du béton et de l'acier et de gagner en légèreté. L'emploi de l'acier apporte de la rigidité et réduit l'épaisseur du tablier. Enfin, l'emploi du béton offre une bonne table de compression et facilite la mise en œuvre des équipements (étanchéité, couche de roulement en enrobé bitumineux, garde-corps)

On présente ci-dessous l'exemple du pont des Fayettez dont le tablier utilise les trois matériaux. Ce pont peut supporter des charges lourdes correspondant à 4 camions de 30 tonnes. Les trois matériaux sont connectés afin d'utiliser les meilleures capacités de chacun tout en tenant compte de leurs différences de comportement. En effet, l'acier et le béton ont le même coefficient de dilatation thermique et varient très peu

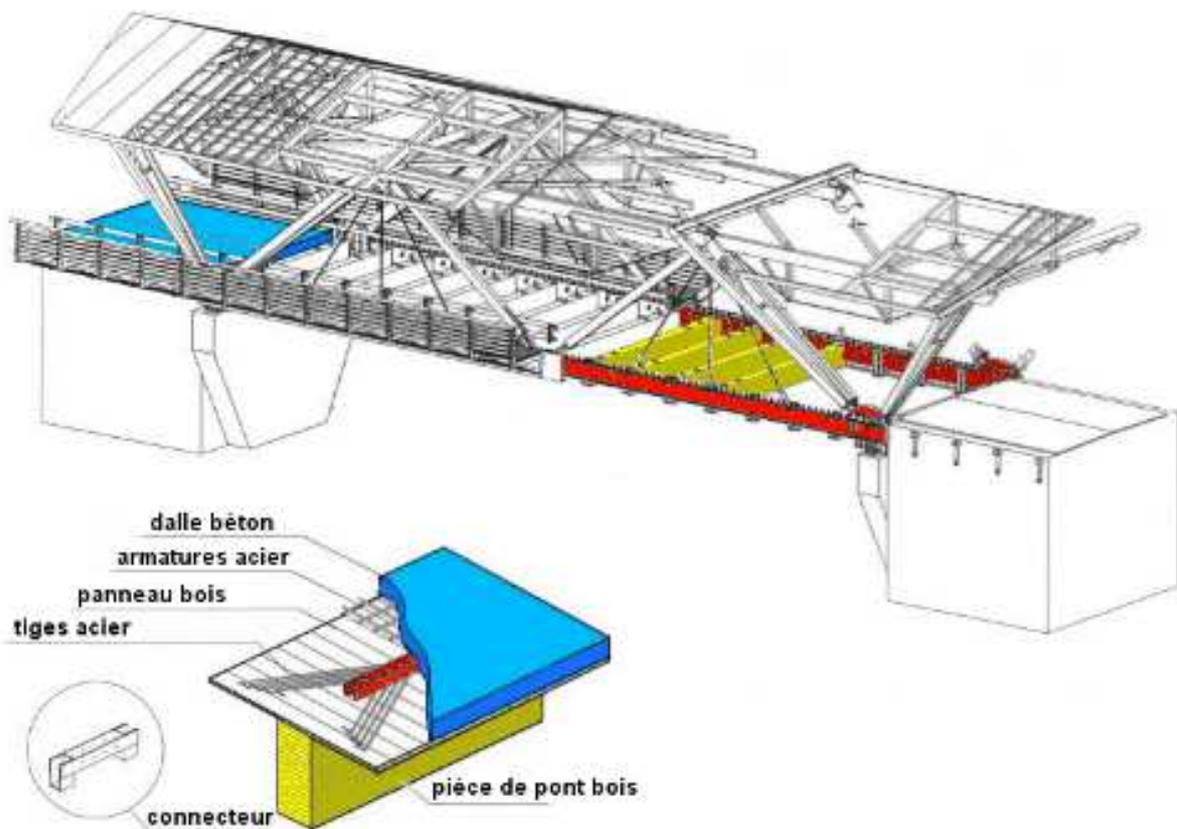
sous la variation hygrométrique, alors que le bois est beaucoup moins sensible aux variations thermiques mais varie sensiblement sous les changements hygrométriques. C'est pourquoi, béton et acier sont utilisés dans le même sens (longitudinal : dalle et poutres principales), alors que le bois est utilisé dans l'autre sens (transversal : pièces de pont). Dans ce cas, le tablier réduit son poids d'environ 50% par rapport à une dalle béton traditionnelle, tout en restant apte à reprendre de fortes charges.



A gauche : vue général du pont des Fayettez

A droite : coupe transversale (gris : béton ; bleu : acier ; orangé : bois)

Photo et coupe M. Flach



axonométrie et détail (bleu : béton ; rouge : acier ; jaune : bois) (documents M. Flach)

### 5.9.5 Platelage de roulement en bois

Lorsque le tablier est en bois (ou mixte bois-acier), deux types de surface de roulement peuvent généralement être adoptées : le platelage en bois seul et le platelage en bois avec complexe d'étanchéité et couche d'enrobé bitumineux. Sinon, dans le cas de tabliers mixtes bois-béton, les solutions courantes rencontrées pour les tabliers en béton seront employées.

#### 5.9.5.1 Platelage bois

Cette solution est la plus légère. Cependant, elle ne convient pas nécessairement à tout type de charges, c'est pourquoi on la trouve le plus souvent sur les passerelles piétonnes où les charges de trafic sont faibles. De plus, étant donné qu'elle n'assure pas l'étanchéité, elle ne pourra pas protéger la structure sous chaussée contre les intempéries. C'est pourquoi, il n'est pas conseillé d'utiliser ce type de platelage pour des ponts ou passerelles non couverts à structure bois sous chaussée (poutres, arcs, etc.), sauf dispositions constructives particulières.

Au delà des impératifs de protection contre l'humidité, cette solution demeure néanmoins possible même pour de fortes charges de trafic. Dans ce cas, il alors faudra prévoir un réseau de poutraison secondaire plus dense pour transmettre les charges à la structure porteuse. On peut voir ci-dessous un exemple de platelage bois réalisé pour le pont en bois couvert sur la Dore. Ce pont n'a pas de limitation de charges de trafic, ce qui signifie que ce platelage supporte le passage de poids lourds.

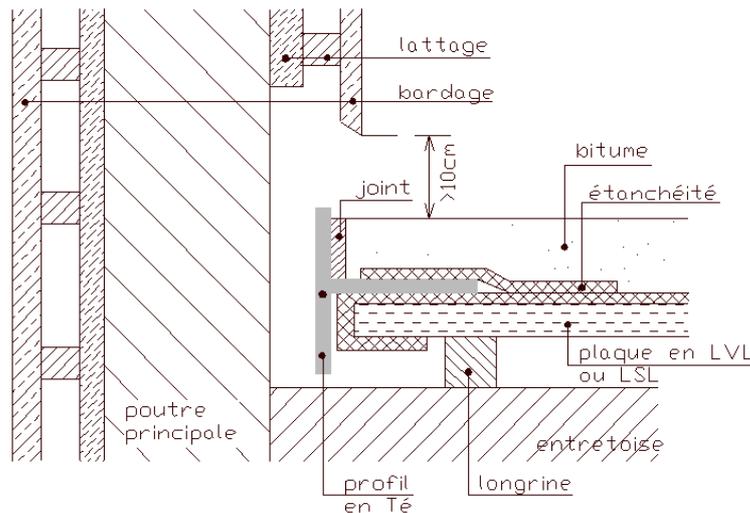


*Photo de gauche : la couverture autorise le choix d'un platelage d'un bois car elle protège la structure contre les intempéries.*

*Photo de droite : interface enrobé bitumineux / platelage à l'entrée du pont ; on utilise généralement un platelage transversal plutôt que longitudinal pour des raisons d'adhérence. Photos RLR*

### 5.9.5.2 Platelage bois avec étanchéité et couche bitumineuse

Si l'ouvrage n'a pas de toiture pour le protéger des intempéries, un simple platelage en bois est souvent insuffisant pour protéger la structure sous-chaussée. La solution consiste alors à recouvrir le platelage d'un complexe d'étanchéité et d'enrobé bitumineux. On en donne ci-dessous un exemple. Le platelage est constitué de panneaux multiplis en lamibois reposant sur des longerons et recouverts de couches d'étanchéité et d'enrobé bitumineux. La structure principale sous la chaussée est ainsi protégée (il s'agit ici des entretoises).



Détail d'étanchéité (d'après V. Barbier)

**Pour en savoir plus****Bibliographie :**

- Bejtka I., Blass H. J., (2006) Self tapping screws as reinforcements in beam supports, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, working commission W18 - Timber structures, CIB W18/39-7-2, Réunion 39, Florence.
- Guide du Projeteur Ouvrages d'Art, Sétra
- Guide technique, (2007) Appareils d'appuis en néoprène fretté, utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique SETRA, Sourdin.
- J. Natterer, J.L. Sandoz, M. Rey, (2004) Construction en bois, matériaux, technologie et dimensionnement, Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, seconde édition, volume 13, 533 p.
- J. Natterer, T. Herzog, M. Volz, (1998) Construire en bois 2, deuxième édition augmentée, presses polytechniques et universitaires romanes.
- Courbon C. , (1940) calcul des ponts à poutres multiples solidarisiées par des entretoises, Annales des Ponts et Chaussées, vol. 17, pp 293-322.
- Ausgewahlte Kapitel der Tragwerkslehre, HOLZBAU Brückentragwerke, Technische Universität Dresden
- Revue Séquences bois, n°72
- Revue Séquence bois, n°37
- Bulletin annuel de l'AFGC, janvier 2001
- Frenette C.D., Flach M., Clere L., les ponts en bois, construction du passé ou de l'avenir ?  
[http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/ministere/recherche/13colloque/10\\_mai\\_9h00.pdf](http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/Publications/fr/ministere/recherche/13colloque/10_mai_9h00.pdf)
- Les passages à faune en bois : une solution écologique, économique et facile à mettre en œuvre, Natureparif, DRIAAF d'Ile-de-France, FCBA
- documentation Simonin <http://www.simonin.com>

<http://www.swiss-timber-bridges.ch/home>

<http://www.anglade-structures-bois.fr/>

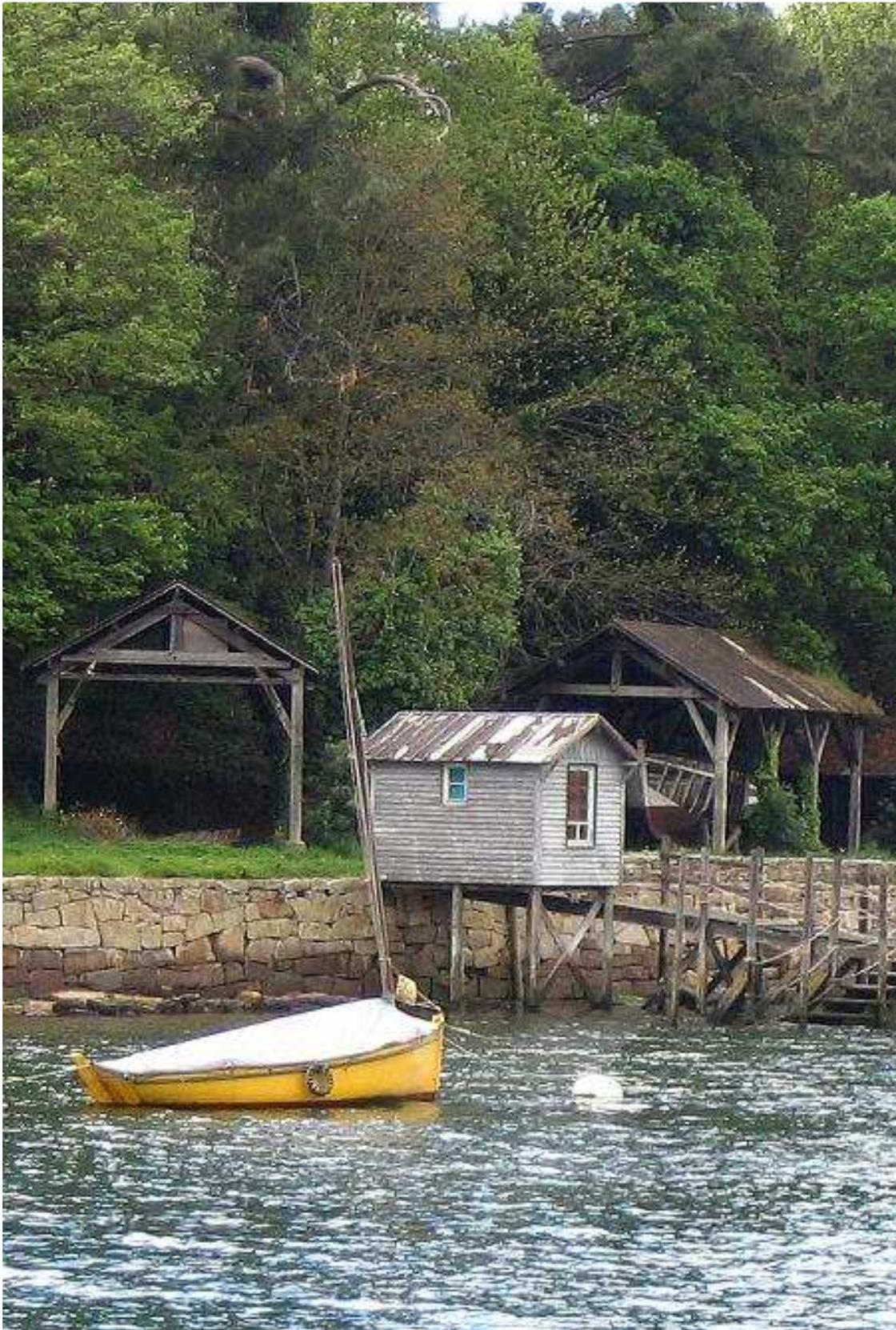
<http://www.charpente-concept.com/presentation-valcenis.htm>

<http://www.erkanince.com/pdf/fin28.pdf>

<http://www.traversinersteg.ch>

<http://en.structurae.de/>

<http://www.cbg-ing.ch>



Port-Rhu, Douarnenez, Photo : RLR

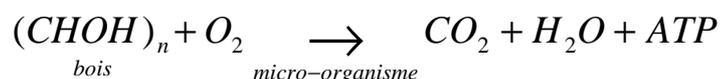
## 6 DURABILITE

### 6.1 Dégradation du bois

#### 6.1.1 Les mécanismes de dégradation

On distingue deux mécanismes de dégradation du bois : l'un est universel et écosystémique, la biodégradation, l'autre est accidentel, la dégradation par le feu.

Dans le mécanisme de **biodégradation**, il faut considérer le bois comme l'aliment d'organismes vivants qui le digèrent pour se développer eux-mêmes. L'énergie libérée par la réaction de digestion est donc utilisée pour la croissance du micro-organisme selon un processus chimique que l'on peut schématiser de la façon suivante :



Avec :

ATP : adénosine-triphosphate = forme d'énergie

Mais l'équation de dégradation par les micro-organismes n'est pas toujours possible. En effet, elle **ne peut pas avoir lieu sur du bois sec** : étant donné que le micro-organisme est constitué à 99% d'eau, il serait toujours susceptible d'être absorbé par les composés hydrophiles du bois. L'activation de la réaction aura donc lieu sur des bois proches de la saturation des fibres, c'est-à-dire au-dessus de 20% d'humidité. Pour lutter contre les micro-organismes, il faut donc empêcher le bois d'atteindre des niveaux hygroscopiques élevés.

La **dégradation par le feu** est nettement plus radicale et plus rapide que la biodégradation (quelques heures pour l'une contre plusieurs années pour l'autre). La dégradation du bois par le feu peut s'écrire selon un processus chimique que l'on peut schématiser de la façon suivante :



De même que pour la biodégradation, cette réaction nécessite de l'oxygène et libère du dioxyde de carbone et de la vapeur d'eau. Pour protéger le bois contre le feu, des traitements ignifuges existent. Il faut également noter que toutes les essences n'ont pas le même comportement au feu : plus la densité est grande, plus le délai d'inflammabilité augmente et plus le taux de combustion diminue. Autrement dit, les bois durs seront intéressants pour garantir de bonnes tenues au feu ou pour servir en tant que couches de protection.

### 6.1.2 Les agresseurs

Les **champignons xylophages** sont des micro-organismes se nourrissant du bois. En pratique, on distingue les champignons destructeurs du bois (lignivores) de ceux qui ne font que modifier son aspect (lignivores) : les premiers provoquent des dégâts mécaniques tandis que les seconds engendrent des défauts esthétiques. Le développement des champignons dans le bois se fait dans les conditions suivantes :

- infection du bois par des germes présents dans l'air ;
- germination et développement des champignons grâce aux substances nutritives du substrat ;
- taux d'humidité suffisant ;
- quantité d'oxygène suffisante ;
- température favorable.

Les **insectes à larves xylophages** ont une évolution en deux temps : de l'œuf naît une larve d'où sort, après une période plus ou moins longue, l'insecte adulte. L'insecte ne se nourrit de bois qu'au stade larvaire. Chaque insecte privilégie un type de bois comme nourriture : le bois vert, le bois pourri ou le bois « sec ». Nous ne nous intéresserons ici qu'aux insectes s'attaquant au bois « sec », qui sont ceux rencontrés dans les structures en bois. Il s'agit principalement des capricornes des maisons, hespérophanes, grosses et petites vrillettes, lyctus. Ils peuvent attaquer des bois très secs mais leur développement sera optimal dans une humidité du bois d'environ 25% (et une température d'environ 25°C). Ils préfèrent les résineux aux feuillus (sauf l'hespérophanes qui ne s'attaque qu'au feuillus). L'ubier est la zone sensible du fait de son contenu nutritif (amidon), mais le bois parfait non différencié peut être sensible pour certaines essences, comme l'épicéa ou le sapin. Le duramen résiste bien à ces agressions [NF EN 350 -2]

**Les termites** sont des insectes sociaux qui vivent en colonies. Ce sont les ouvriers qui creusent des galeries dans le bois, se nourrissent de la cellulose, et distribuent la nourriture aux autres membres de la colonie (trophallaxie). Toutes les parties du bois sont sensibles aux termites, duramen compris [Collectif 2006]. Les essences résistantes sont tropicales (ipé, greenheart, etc.). Les dispositions pour se prémunir du risque lié à la présence de termites consiste à réaliser des barrières chimiques ou physiques. L'inconvénient des traitements chimiques est la contamination possible du sol ou d'une nappe, ce qui demande une étude spécifique. Une autre solution est de recourir à des membranes, contenant le répulsif, à poser en fond de fouille. Mais la barrière physique telle qu'une surélévation, un socle en béton sont des solutions très intéressantes. La norme [FDX 40-501] sur la protection des constructions contre l'infestation des termites précise l'ensemble des dispositions possibles. Toutes les régions du territoire ne sont pas concernées par le risque termites. Des cartes obtenues à partir des arrêtés préfectoraux renseignent sur ce point.

## 6.2 Pathologies des ouvrages en bois

On peut répartir les pathologies des ouvrages en bois en trois grandes catégories, dont deux portent atteinte à la sécurité de la structure :

- les pathologies dues à l'humidité : attaques biologiques et déformations géométriques ;
- les pathologies d'origine mécanique : excès de taux de travail du bois et défauts d'assemblages ;
- les pathologies mineures d'ordre esthétique, sans risque pour les structures.

### 6.2.1 Les pathologies dues à l'humidité

Ces pathologies sont les plus récurrentes pour les ouvrages en bois et constituent a priori le risque principal pour la durabilité des ouvrages. L'humidité du bois peut engendrer deux types de détérioration : des attaques biologiques (champignons et insectes) et des déformations géométriques (retrait et gonflement).

Matériaux d'origine biologique, le bois et ses dérivés sont susceptibles d'être attaqués par des insectes xylophages et par certains champignons (pourritures) pour lesquels ils sont de la nourriture. Les champignons provoquent le bleuissement, l'échauffure ou la pourriture, tandis que les insectes lignivores provoquent la piqûre et la vermoulure.

Les champignons ne peuvent se développer aux dépens du bois que lorsque son humidité dépasse 24 à 25%. Protégé de l'eau et des intempéries, le bois sec correctement mis en œuvre ne peut donc être attaqué par les champignons quelle que soit l'essence, à moins de fuite d'eau ou de condensation.

Certains insectes lignivores pondent leurs œufs et effectuent leur développement larvaire dans le bois. Les plus importants sont des coléoptères : capricornes des maisons, lyctus, vrillettes. D'autres, comme les termites se nourrissent du bois à l'état adulte. Les attaques d'insectes sont favorisées par des températures suffisamment élevées pour permettre leur développement et leur reproduction.

Il convient de garder présents à l'esprit les principes fondamentaux suivants pour assurer la durabilité des ouvrages d'art en bois contre les attaques biologiques :

- la meilleure protection préventive contre les attaques biologiques consiste à respecter les conditions d'hygiène du bois, à savoir : assurer une ventilation suffisante des pièces et toujours éviter, dans la mesure du possible, les atmosphères confinées et les dispositions risquant de provoquer des condensations fréquentes au niveau des bois ;
- la résistance naturelle des bois à ces attaques est extrêmement variable en fonction de l'essence et constitue un critère fondamental de choix dans les cas difficiles ;

En ce qui concerne le retrait du bois, qui a lieu lorsque le bois a une teneur en eau supérieure à celle correspondant à l'équilibre avec le milieu extérieur, les déformations engendrées se limitent en général à des désordres inesthétiques. Mais elles peuvent parfois faire naître des défaillances dans les assemblages (déclouage par exemple). Par ailleurs, lorsque les conditions d'exposition des faces d'une poutre ne sont pas identiques (soleil ou humidité sur une seule face), le différentiel de retrait engendré entre les deux côtés de la poutre peut être à l'origine de phénomènes de gauchissement voire d'instabilités mécaniques (flambement, déversement). Pour éviter ce type de désordre, il est conseillé de ne pas utiliser de poutres dont le rapport hauteur/largeur est supérieur à 5 [Guide SETRA, 2006], ou bien de prévoir un bardage.

Lorsque le retrait du bois est empêché (par les assemblages notamment), des fentes auront tendance à apparaître. Les fentes dues au retrait peuvent être soit réparties et petites, soit singulières et profondes. Le risque principal est alors de voir naître des pièges à eau favorisant le développement d'insectes et de champignons. Pour des fentes très profondes, le risque tient aussi à l'affaiblissement mécanique de la section du bois.

### **6.2.2 Les pathologies d'origine mécanique**

Ces pathologies découlent en général d'erreurs initiales au niveau des études (conception et dimensionnement de la structure). Elles traduisent le sous-dimensionnement de sections ou d'assemblages.

C'est généralement au niveau des assemblages que l'on peut observer les défaillances mécaniques des structures, car c'est là que se concentrent les efforts. De plus, les sections y sont souvent réduites du fait même des pièces de connexion.

Ces désordres sont le fruit d'une mauvaise conception vis-à-vis d'efforts secondaires, comme la traction transversale et le cisaillement. Deux modes de rupture se présentent alors : la rupture du connecteur (tige, boulon, etc.) ou la rupture du bois.

La rupture du bois s'observe par la présence de fentes ou de déformations excessives. Les mécanismes de rupture sont multiples (Figure 2-5 et Figure 2-6) :

- en compression : par fendage, par écrasement, par flambement cellulaire ;
- en traction : par rupture fragile, par cisaillement, par fendage en traction ;
- en flexion : par compression, par traction, par cisaillement horizontal.

### **6.2.3 Les pathologies d'ordre esthétique**

Elles concernent d'abord les phénomènes de décoloration du bois (zones claires dues à l'humidité, apparition de mousses vertes). Toutes ne sont pas signe de pathologie à proprement parler : le grisaillement du bois par exemple est un phénomène naturel qui n'altère ni ses propriétés mécaniques ni sa durabilité.

Elles concernent aussi les dégradations des finitions (lasures et peintures) : perte de brillance, perte d'épaisseur de la peinture, faïençage, craquelage, écaillage, etc. Un risque d'humidité par rétention d'eau peut survenir en cas de finitions filmogènes.

### 6.3 Dispositions constructives

La protection constructive vise à protéger le bois de l'eau, élément catalyseur de la biodégradation. Une bonne protection constructive permet ainsi d'éviter que le bois ne soit directement exposé aux intempéries, ce qui assure une teneur en eau du bois inférieure à 20%. Dans ces conditions, les champignons ne peuvent pas se développer et les insectes préféreront s'installer dans du bois plus humide dans lequel leur évolution est plus aisée.

Une protection optimale est obtenue par une bonne conception globale de l'ouvrage jusqu'aux détails d'assemblage. Elle porte notamment sur :

- le choix de l'essence (durabilité naturelle, classe de risque) ;
- la géométrie de l'ouvrage et les revêtements (couverture de la structure, bardage, ventilation des pièces, etc.) ;
- le conditionnement du bois et la conception des détails (séchage du bois, écoulement de l'eau, fente de retrait, etc.).

#### 6.3.1 Choix de l'essence : durabilité naturelle et classes de risques

La première disposition à prendre pour assurer la durabilité de l'ouvrage est de bien choisir l'essence de bois utilisée. En effet, toutes les essences n'ont pas la même résistance naturelle face aux agressions biologiques. Par exemple, les essences comme le chêne ou le châtaigner ont une bonne durabilité naturelle alors que le sapin ou l'épicéa sont très vulnérables. Il est important de noter que, quelle que soit l'essence, l'aubier est une zone non durable : il est donc à purger. La norme NF EN 335 définit les risques d'attaque biologique et la NF EN 350-2 présente un guide de durabilité naturelle des bois et de l'imprégnabilité des essences. Les tableaux 6-1 à 6-3 suivants reprennent ceux présentés dans ces normes.

La durabilité du duramen est classée de la façon suivante :

- de 1 à 5 pour les champignons lignivores (1 = essence très durable à 5 = non durable) ;
- S, SH, ou D pour les insectes à larve xylophage (S = aubier sensible, SH = bois parfait non duraminisé sensible, D = duramen durable) ;
- S, M, D pour les termites (S = sensible, M = moyennement durable, D = durable).

*Tableau 6-1 : Durabilité des résineux tempérés*

Essences résineuses	Champignons	Capricorne	Termite
	Durabilité naturelle du bois parfait	Durabilité naturelle de l'aubier	Durabilité naturelle du bois parfait
Douglas	3-4	S	S
Epicéa	4	S	S
Mélèze	3-4	S	S
Pin sylvestre	3-4	S	S
Pin noir, laricio	4	S	S
Sapin	4	S	S
Western red cedar	2	S	S

*Tableau 6-2 : Durabilité des feuillus européens*

Essences feuillues	Champignons	Capricorne	Termite
	Durabilité naturelle du bois parfait	Durabilité naturelle de l'aubier	Durabilité naturelle du bois parfait
Charme	5	Le capricorne n'attaque pas les feuillus	S
Châtaigner	2		S
Chêne	2		S
Frêne	5		S
Hêtre	5		S
Orme	5		S
Peuplier	4		S

La nature et l'importance des risques d'altération détermineront donc le choix de l'essence, du produit à utiliser éventuellement et de sa technique d'application. De ce point de vue, on considère cinq classes d'emploi.

Tableau 6-3 : Classes d'emploi des bois

Classes	Situation en service	Exemples d'emplois	Zone sensible	Risques biologiques
1	Bois sec, humidité <b>toujours inférieure à 20%</b>	Pièces intérieures à l'abri de l'humidité	2 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>• insectes</li> <li>• termites</li> </ul>
2	Bois sec mais dont l'humidité peut <b>occasionnellement dépasser 20%</b>	Pièces correctement abritées et ventilées en service	2 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>• insectes</li> <li>• champignon de surface</li> <li>• termites</li> </ul>
3	Bois à une humidité <b>fréquemment supérieure à 20%</b>	Pièces de construction verticales soumises à la pluie, pièces abritées mais en atmosphère condensante	Toute la partie humidifiable de la zone non durable naturellement	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pourriture</li> <li>• insectes</li> <li>• termites</li> </ul>
4	Bois à une humidité <b>toujours supérieure à 20%</b>	Bois horizontaux et bois en contact avec le sol ou une source d'humidification prolongée ou permanente	Zone non durable naturellement	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pourriture</li> <li>• insectes</li> <li>• termites</li> </ul>
5	Bois en <b>contact permanent avec l'eau de mer</b>	Piliers, pontons, bois immergés	Zone non durable naturellement	<ul style="list-style-type: none"> <li>• pourriture</li> <li>• insectes</li> <li>• térébrants marins</li> </ul>

La classe d'emploi est liée à l'utilisation, alors que la durabilité naturelle est spécifique à une essence. Ces deux paramètres peuvent cependant être reliés : meilleure est la durabilité naturelle de l'essence, plus large sera le domaine d'emploi. Ainsi, une essence naturellement très durable pourra être utilisée dans les classes 1 à 4 sans aucun traitement chimique. Les classes d'emploi sont à ne pas confondre avec les classes de service. La norme EN 1995-1 définit 3 classes de service fonction de l'humidité ambiante, mais ces classes de service servent à définir les propriétés mécaniques du bois tels que le coefficient  $K_{mod}$ , le module différencié, etc. (cf. chapitre 2), ainsi que les systèmes de liaison, et non pas des propriétés de durabilité [Mémento du FCBA-FIBC, 2006].

On recense dans les tableaux ci-dessous (Tableau 6-4-Tableau 6-5) la durabilité naturelle des essences de bois tempérées selon les classes d'emploi, c'est-à-dire la possibilité d'utiliser le bois sans traitement pour une essence et une classe de service données. Par exemple, le châtaignier peut être utilisé sans traitement chimique dans toutes les situations désignées par les classes d'emploi 1 à 4.

La classe 5 est celui des bois en contact avec l'eau de mer. Le problème supplémentaire, par rapport à la classe d'emploi 4, vient du térébrant marin. Le terme de térébrant marin regroupe des mollusques et crustacés pouvant creuser et percer des bois immergés. Dans la littérature il est surtout fait mention du taret, qui est un mollusque marin rencontré essentiellement dans les eaux chaudes, mais qui a néanmoins été présent au port musée de Douarnenez dans les années 90. Il pénètre, grâce à sa vrille naturelle, dans les bois immergés des coques, estacades ou des poteaux. Selon le manuel du bois du ministère de l'agriculture des USA [wood handbook (2010), chap. 14], il n'existe pratiquement aucune essence résistant suffisamment aux tarets sans traitement. Il est toutefois reporté que quelques essences comme le greyn heart ou l'azobé ont pu présenter une bonne résistance au taret. Les solutions présentées portent plutôt sur le traitement par produits biocides (sous réserve que le bois présente une impréniabilité suffisante, ce qui est le cas de plusieurs résineux) ou par le recouvrement du bois par revêtement de protection. Les traitements en profondeur du bois avec des produits biocides présentant le risque de pollution de l'environnement, la protection par un revêtement (matières polymères, métalliques, ou même par le béton) leurs est toutefois préférable.

Tableau 6-4 : Durabilité naturelle du bois selon les classes d'emploi : Feuillus

Essences feuillues	Classe 1 <sup>(a)</sup>	Classe 2 <sup>(a)</sup>	Classe 3 <sup>(b)</sup>	Classe 4 <sup>(c)</sup>
Bouleau	Non	Non	Non	Non
Charme	Non	Non	Non	Non
Érable	Non	Non	Non	Non
Eucalyptus	Non	Non	Non	Non
Frêne	Non	Non	Non	Non
Hêtre	Non	Non	Non	Non
Peuplier	Non	Non	Non	Non
Tilleul	Non	Non	Non	Non
Chêne rouge d'Amérique	Oui	Oui	Non	Non
Orme	Oui	Oui	Non	Non
Noyer	Oui	Oui	Oui	Non
Châtaignier	Oui	Oui	Oui	Oui
Chêne rouvre, pédonculé	Oui	Oui	Oui	Oui
Robinier	Oui	Oui	Oui	Oui

(a) Sans limitation de durée de service.

(b) Pour des durées d'utilisation de projet de l'ordre de 25 ans indépendamment de déformations à maîtriser séparément.

(c) Le comportement et la durée d'utilisation de projet dépendent de nombreux facteurs liés au sol, climat, exposition, section de pièces, etc. L'appréciation est donnée ici pour une durée moyenne de plus de 10 ans sans attaque significative. Il n'est pas non plus tenu compte de la section des bois qui,

toutes choses égales par ailleurs, peut retarder la rupture des pièces attaquées par la pourriture.

Tableau 6-5 : Durabilité naturelle du bois selon les classes d'emploi : Résineux

Essences résineuses	Classe 1 <sup>(a)</sup>	Classe 2 <sup>(a)</sup>	Classe 3 <sup>(b)</sup>	Classe 4 <sup>(c)</sup>
Épicéa	Non	Non	Non	Non
Hemlock	Non	Non	Non	Non
Sapin	Non	Non	Non	Non
Pin noir et laricio	Oui	Oui	Non	Non
Pin weymouth	Oui	Oui	Non	Non
Cèdre	Oui	Oui	Oui	Non
Douglas	Oui	Oui	Oui	Non
Mélèze	Oui	Oui	Oui	Non
Pin maritime	Oui	Oui	Oui	Non
Pin sylvestre	Oui	Oui	Oui	Non
Pitchpine	Oui	Oui	Oui	Non
Western red cedar	Oui	Oui	Oui	Non

### 6.3.2 Géométrie de l'ouvrage et revêtements

Le choix de la forme de l'ouvrage, de la présence ou non d'une toiture (pont couvert) joue un rôle déterminant dans l'efficacité de sa protection constructive. Si le pont n'est pas couvert, on veillera à bien utiliser le tablier pour protéger la structure des intempéries, ou, lorsque cela n'est pas possible, à mettre en place des revêtements sur les parties de l'ouvrage exposées à l'humidité. Ces revêtements sont souvent des bardages, lambrissages, panneaux, tôles ou couvertines. Quelle que soit l'option choisie, il conviendra d'assurer une bonne ventilation entre le revêtement et la pièce protégée pour permettre un séchage rapide en cas d'infiltrations d'eau.

Lorsque les revêtements sont en bois, il faut concevoir un système de fixation qui permette de les remplacer facilement. Plusieurs types de pose sont possibles pourvu que les couvre-joints ou les recouvrements empêchent les infiltrations d'eau au niveau des joints (par exemple : rainé-crêté, à clins).

### 6.3.3 Détails d'assemblage et conditionnement du bois

La conception des assemblages doit également viser à prévenir toute rétention d'humidité par un bon écoulement de l'eau et une ventilation du bois. La présence d'humidité dans les assemblages est imputable soit à une exposition aux intempéries, soit à une absorption capillaire, soit à la condensation. Lorsque le bois est posé sur des matériaux sur lesquels migre ou ruisselle l'eau, les assemblages doivent empêcher l'absorption par capillarité dans le bois. Cette absorption naît généralement dans le bois de bout où les fibres jouent le rôle de vaisseaux capillaires. Il faut autant que possible éviter d'exposer les assemblages aux intempéries. La protection contre la pluie peut être assurée par la pièce d'assemblage elle-même en y intégrant une tôle de protection. Par ailleurs, le mode de débit du bois et la façon de le disposer dans l'ouvrage permet également de limiter ou de contrôler l'apparition de fissures et d'humidité. Par exemple, le bois rond présente l'avantage d'avoir un minimum de fibres coupées en surface, ce qui réduit le risque d'absorption d'eau par capillarité, mais a l'inconvénient de faire apparaître des fissures lors du séchage qui constituent des pièges à eau. Le remède consiste à opérer une entaille de retrait, par un trait de scie ; on pourra alors disposer cette fissuration unique de façon optimale par rapport aux intempéries.

## 6.4 Traitements de préservation

Les traitements de préservation cherchent à rendre le bois impropre à la consommation pour ses agresseurs. Avant de recourir à ce type de protection, le concepteur devra déjà avoir exploité au maximum les possibilités offertes par les dispositions constructives qui sont toujours plus efficaces et plus durables que les méthodes curatives.

### 6.4.1 Les recettes ancestrales

La qualité d'un bois dépend non seulement de l'essence mais aussi du climat, du sol, de la période à laquelle on l'a coupé et de la façon dont il a séché.

Concernant la **période de coupe**, il existait auparavant un calendrier très précis (lié aux fêtes catholiques, dans nos sociétés). En général, les bois peu durables étaient coupés en automne tandis que les bois durables étaient coupés en hiver ; ainsi, le chêne était coupé à Noël et le bouleau entre les deux Notre-Dame (c'est-à-dire entre le 15 août et le 8 septembre), etc. Ces périodes correspondraient au moment où la sève - substance nutritive pour les insectes - descend dans les racines. De même, les arbres étaient

aussi coupés en fonction des cycles de la lune, en période de lune descendante, quelques jours avant la lune nouvelle. Là encore, on peut penser que la sève descend à ce moment-là dans les racines en raison d'une moindre attraction lunaire.

Pour ce qui est du **séchage**, le bois était généralement trempé dans l'eau pour augmenter sa résistance aux intempéries : il était mis à flotter dans les rivières ou bien complètement immergé dans l'eau plusieurs années. Cette pratique peut paraître paradoxale mais permet en réalité de purger le bois de la sève.

On note donc que toutes ces pratiques visaient à extraire la sève du bois, c'est-à-dire à **réduire la valeur nutritive et l'humidité du bois** qui sont les principaux facteurs d'apparition et de développement des agresseurs.

#### **6.4.2 Traitement par produit chimique**

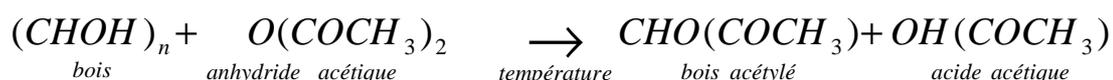
Pour les ouvrages d'art, les produits traditionnels de préservation (huiles, bitume, peinture) ont laissé place à des produits chimiques plus élaborés. Ces produits peuvent être appliqués en surface par badigeonnage ou trempage, ou bien dans la masse par pression en autoclave et sous vide. L'imprégnabilité du bois vis-à-vis de ces produits varie selon l'essence et selon qu'il s'agit du duramen ou de l'aubier : les produits pénètrent mieux dans un bois poreux et peu dense, donc plutôt dans un résineux que dans un feuillu, et plutôt dans l'aubier que dans le bois parfait ou duramen. Les produits aujourd'hui utilisés sont des mélanges de substances actives (curatives et préventives) et d'additifs qui améliorent la pénétration des produits. Les plus couramment utilisés sont des solutions aqueuses à base de sels minéraux ou métalliques à propriétés antibiologiques (fluor, bore, cuivre), ou bien des dérivés organiques préparés sur des bases huileuses, ou encore des produits organiques antiseptiques en solvants hydrocarbures. Alors que les solutions aqueuses ne peuvent pénétrer que des bois humides, les produits huileux doivent être appliqués sur des bois secs (d'humidité inférieure à 20%).

Dans tous les cas, il faut s'assurer que les produits utilisés n'engendrent pas d'effets négatifs sur d'autres matériaux de l'ouvrage : certains produits peuvent s'avérer très corrosifs pour les pièces métalliques, pour le ciment et pour les colles ou peintures. La nocivité de ces traitements sur l'homme et sur l'environnement doit également être prise en compte. Leur classement possible en déchets dangereux nuit à leur recyclage puisqu'ils devront être insinérés. Toutefois, les recherches dans ce domaine ont permis la mise au point de produits prometteurs d'origine végétale.

#### **6.4.3 Traitement par température**

De très longue date le bois était passé au feu pour le rendre plus durable, notamment pour être utilisé en extérieur. Les traitements thermiques modernes sont en quelque sorte une remise à jour de cette technique ancestrale et offrent une alternative satisfaisante aux traitements chimiques actuels aussi bien d'un point de vue technique

qu'environnemental. Il consiste à porter le bois à une température de l'ordre de 170 à 270°C, ce qui le rend plus résistant aux champignons et lui confère une meilleure stabilité dimensionnelle. Plusieurs procédés ont été brevetés, commercialisés et mis en œuvre : bois modifié thermiquement (BMT), bois rétifé ou acétylé (« bois accoya », bois « wood protect »), etc. Le principe est de transformer par réaction chimique les hydroxyles libres (OH) qui sont responsables de l'absorption d'eau et qui constituent la nourriture des agresseurs :



Si ce type de traitement permet bien d'augmenter la durabilité du bois et sa stabilité dimensionnelle, il diminue en revanche ses capacités résistantes et le rend également plus fissile. Il est donc recommandé de n'utiliser ce traitement que pour les pièces de couverture et de bardage.

## 6.5 Maintenance et réparation des ouvrages

### 6.5.1 Outils et méthodes d'auscultation

Il existe plusieurs méthodes d'auscultation d'éléments d'ouvrage en bois, détaillés dans le guide du LCPC [Barbier 2008], que l'on peut classer du plus direct au plus sophistiqué :

- l'inspection visuelle
- les tests superficiels
- la mesure de l'humidité
- les auscultations complémentaires (forage, ondes)

L'**inspection visuelle** est la méthode la plus simple et la plus rapide pour localiser des pathologies. Il convient au préalable d'analyser la structure pour déterminer les zones à risque : zones non couvertes, zones horizontales et humides ou zones d'assemblage. L'attention portera aussi bien sur les défauts mécaniques (fentes, fissures, déformations générales et locales) que sur les défauts biologiques (champignons apparents en surface, pourriture, trous d'insectes). Bien entendu, seules les détériorations les plus importantes sont visibles par cette méthode, et n'est visible parfois qu'une partie mineure des dégradations... L'inspection visuelle est donc nécessaire mais non suffisante ; elle sera complétée, notamment par des mesures d'humidité pour établir un premier diagnostic.

Dans la continuité, viennent ensuite les **tests superficiels** comme le test de dureté consistant à enfoncer une pointe dans le bois pour vérifier s'il est assez résistant, ou bien le test au tournevis consistant à enfoncer un tournevis dans une zone suspecte et à le basculer pour faire éclater le bois et vérifier l'état des fibres, ou encore le test au

maillet consistant à frapper le bois et à écouter le son émis pour déterminer selon la tonalité la présence de vides ou de pourriture. Le principal inconvénient de ces méthodes tient à l'interprétation délicate de l'auscultation : incertitude sur la répétabilité du geste de l'inspecteur, faible représentativité de l'échantillon testé, etc. Elles sont cependant utiles pour une évaluation rapide des zones éventuellement pourries et doivent accompagner l'inspection visuelle.

L'**humidité** du bois étant le facteur majeur de détérioration biologique, la mesure de celle-ci est essentielle pour inspecter un ouvrage. Trois méthodes existent pour déterminer l'humidité du bois : la méthode par dessiccation, la méthode capacitive et la méthode électrique qui est la plus conseillée. Cette dernière évalue la teneur en humidité du bois en utilisant la relation entre l'humidité du bois et sa conductivité (ou sa résistivité) au moyen de deux électrodes plantées dans le bois. Les corrélations entre propriétés électriques et humidité ne sont pas parfaites mais largement suffisantes pour les besoins de l'inspection (précision d'environ 1%). Cette méthode est de plus rapide, non destructive, et permet une auscultation en profondeur (il existe des électrodes longues de 35 mm).

Enfin, des **auscultations complémentaires** seront mises en œuvre pour confirmer effectivement la détérioration du bois. Le percement et le carottage sont les plus couramment employés ; ils permettent de détecter la présence de vides et de connaître l'épaisseur de bois sain résiduel. Ces essais étant destructifs, il faudra injecter de la résine ou des chevilles en bois dans les vides ainsi créés. Des techniques utilisant des ondes peuvent aussi être employées pour inspecter le bois dans sa masse : radar, ultrasons, radiographie et infrarouge. Il s'agit dans tous les cas d'émettre des ondes électromagnétiques et d'analyser la réponse (temps de parcours, variation d'intensité). Si celle-ci diffère du signal émis, on pourra alors conclure à la présence d'humidité, de vides ou autres défauts. Bien que prometteuses, ces techniques ne bénéficient pas encore d'un recul suffisant et restent lourdes à mettre en œuvre *in situ*.

### 6.5.2 Contenu et analyse d'une inspection d'un ouvrage en bois

Conformément à l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA révision de 2011), l'inspection comprend :

- une **analyse du dossier de l'ouvrage** : plans, essences employées, traitements du bois, humidité, recensement d'anomalies de chantier, d'actions d'entretien ou de réparations, résultats d'éventuels suivis antérieurs, etc. ; l'idée est ici de déterminer des défauts de conception et de repérer des zones sensibles ;
- une **inspection sur site** : inspection globale, inspection visuelle détaillée, relevé et qualification des fentes et des fissures, relevé des zones humides ou pourries, sondage au maillet, mesure de l'humidité, test de dureté, auscultations complémentaires si besoin :

- un **rapport d'inspection** faisant état des défauts importants, de l'analyse des pathologies et mesures d'humidité, de l'analyse des risques, d'un bilan de la « santé » de l'ouvrage et proposant des actions (suivi régulier, auscultations complémentaires, entretien, maintenance, réparation).

### 6.5.3 Propositions d'actions

**Dans tous les cas**, même en l'absence de pathologie, le suivi régulier de l'ouvrage sera préconisé : visite annuelle, visite IQOA (Image de la Qualité de l'Ouvrage d'Art) tous les trois ans, inspection détaillée tous les six ans. Un entretien courant sera également recommandé pour prévenir l'accumulation de végétation ou de détritrus qui peuvent créer des zones de rétention d'eau (appuis, drainage). D'autres travaux de maintenance pourront aussi être envisagés en fonction du diagnostic : rénovation de la finition, rénovation du système de drainage, rebouchage des fentes et des fissures à l'aide d'un mastic, remise à niveau des assemblages.

**En cas de doute sur la gravité des pathologies** ou en vue d'affiner l'inspection, on pourra demander des auscultations complémentaires : prélèvements, cartographie précise de l'humidité, suivi des fissures, épreuves de chargement, évaluations des déformations.

**En cas de risques de développement d'agresseurs**, un traitement curatif et préventif sera appliqué en fonction de l'agresseur identifié. Avant d'appliquer ce traitement, il convient de rechercher les causes de la pathologie et de les supprimer autant que possible. Ensuite, les actions suivantes pourront alors être entreprises : dépose et remplacement des pièces de bois n'assurant plus la sécurité structurale, traitement superficiel d'éradication et de préservation, traitement en profondeur si besoin.

**En cas de danger pour les usagers et la stabilité de la structure**, des mesures conservatoires seront immédiatement adoptées : surveillance renforcée de l'ouvrage, limitation du tonnage voire interdiction de circulation et neutralisation des voies.

**Pour en savoir plus****Normes de références :**

- NF EN 335-1 Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définitions des classes de risque d'attaque biologique - Partie 1: Généralités
- NF EN 335-2 Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Définition des classes de risque d'attaque biologique - Partie 2: Application au bois massif
- NF EN 350-2 Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Partie 1: Guide des principes d'essai et de classification de la durabilité naturelle du bois
- NF EN 460 Durabilité du bois et des matériaux dérivés du bois - Durabilité naturelle du bois massif - Guide d'exigences de durabilité du bois pour son utilisation selon les classes de risque
- FDX 40-501, protection des construction contre l'infestation des termites, 2005

**Bibliographie :**

- Guide technique du LCPC. (2008), Recommandations pour l'inspection détaillée des ouvrages en bois, sous la direction de V. Barbier, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- Wood Handbook, wood as an engineering material, (2010), USDA, Department of agriculture, Forest Service, general technical report FPL-GTR 190, 510 pages, [www.fpl.fs.fed.us](http://www.fpl.fs.fed.us)
- Guide SETRA Collectif. (2006), Les ponts en bois, comment assurer leur durabilité, guide technique du Sétra, Sourdin.
- Mémento (2006) durabilité des ouvrages en bois, note n°8, FCBA-FIBC, juin, téléchargeable sur <http://ctbplus.fr/telechargements/15.pdf>
- Dirol D., Deglise X., (2000) durabilité des bois, Hermes sciences, 416p.
- Rayzal M., 1998 Guide de la préservation du bois, FCBA, Paris, 165p.
- [http://www.diag62.fr/infos/guide\\_pratique\\_termite.pdf](http://www.diag62.fr/infos/guide_pratique_termite.pdf)





essai de flexion sur poutre mixte bois- béton. ENPC. Photo RLR

## 7 RECHERCHES ET DEVELOPPEMENTS

Les recherches sur les éléments transformés autant que sur la matière première bois sont très diverses et portent autant sur la microstructure, l'amélioration des rendements de croissance, l'adaptation des forêts au changement climatique que sur les moyens de préservation. Pour les applications en ouvrages d'art, les recherches sur le comportement mécanique, les méthodes de renforcement, les transferts d'humidité en vue de maîtriser la durabilité, nous intéressent plus particulièrement. Nous décrivons dans ce chapitre les recherches récentes ou en cours sur les ouvrages d'art en bois au sein du réseau scientifique et technique du ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie, ainsi que dans quelques autres centres de recherches.

### 7.1 Les systèmes de connexion dans les tabliers mixtes

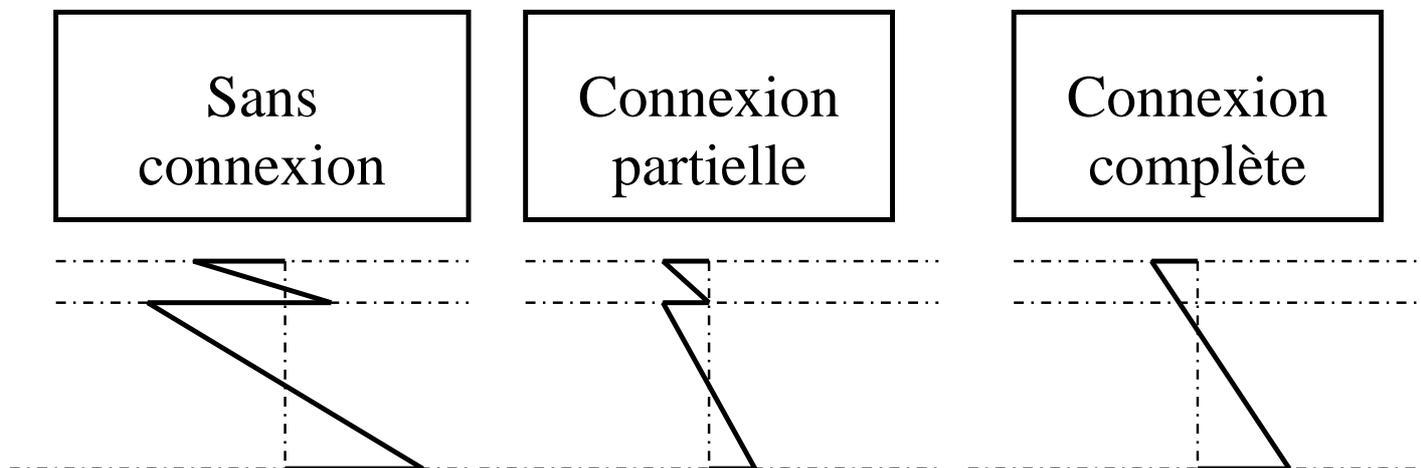
Les recherches sur la connexion entre le béton et le bois sont nombreuses pour le bâtiment, notamment pour la réhabilitation, du fait de l'importance du marché. Elle est très peu développée pour les ouvrages d'art. Pourtant les tabliers mixtes représentent une très bonne solution pour les ouvrages de moyenne portée sur les plans économique et mécanique. La mixité est obtenue par la réalisation d'une connexion entre le bois et le béton. Nous en présentons ici les différentes catégories et faisons état des avancements de recherches sur la période 2006-2011.

Pour bien comprendre les conséquences du comportement des connexions, considérons la figure 7-1 représentant une poutre mixte constituée d'une partie bois et d'une partie en béton. Trois types de comportement en flexion peuvent être décrits (Figure 7-2). Dans le cas d'une flexion positive (due aux forces de gravité par exemple), si le béton est désolidarisé du bois, chaque élément est sollicité en flexion, ce qui fait apparaître 2 axes neutres. Un glissement de cisaillement apparaît entre les 2 matériaux. Pour une connexion partielle, ces 2 axes neutres subsistent, mais les contraintes de traction dans le béton et de compression dans le bois sont diminuées par rapport au cas précédent. Le glissement à l'interface, même faible, suffit cependant à engendrer de la traction dans le béton et de la compression dans le bois. La rigidité en flexion est significativement augmentée par rapport au cas sans connexion. Enfin, pour une connexion complète n'apparaît qu'un seul axe neutre, et, si ce dernier est situé dans le bois, le béton n'est alors sollicité qu'en compression, du moins dans le sens longitudinal, ce qui représente une situation mécanique idéale. Dans ce cas, la rigidité flexionnelle est la plus importante. Les estimations montrent que le gain de hauteur d'un plancher mixte à connexion parfaite est supérieur d'environ 35% par rapport à une solution sans connexion. Une connexion, même partielle, est donc à privilégier. Nous intéressent aux ouvrages d'art, qui sont des structures très sollicitées mécaniquement et soumises à la fatigue, il apparaît important de proposer des systèmes particulièrement performants, tant à court terme qu'à long terme.

Figure 7-1 : Schéma d'une poutre mixte



Figure 7-2 : Profils de déformation en fonction de la rigidité d'interface pour une flexion positive



On distingue principalement trois types de connexion : la connexion par organe métallique, la connexion par emboîtement et la connexion par adhérence des surfaces. Les connecteurs métalliques peuvent être eux-mêmes ponctuels ou linéiques.

#### 7.1.1 Connexion par organes métalliques

Le **connecteur discret** est une tige ou un tube fixé au bois par collage ou montage en force et dont une partie émerge pour être coulée dans le béton (Figure 7-3). Il existe aussi des tire-fonds vissés dans le bois (Figure 7-4). L'espacement entre les tire-fonds dépend des contraintes de cisaillement à reprendre. Dans le cas du pont d'Innerferrera (Figure 5-34), des tiges métalliques de HA14 ont été mises en œuvre par collage pour empêcher le jeu entre la tige et le bois et ainsi réduire la souplesse de la connexion. Ce type de connecteur s'inspire des connecteurs type acier-béton ; il est assez simple d'emploi.

Figure 7-3 : Différents connecteurs à tiges essayés par Pham (2005)



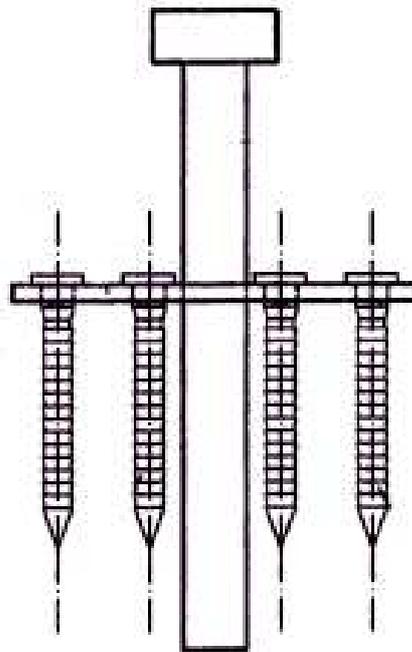
Figure 7-4 : Tire-fonds SFS vissés dans une poutre bois puis coulés dans un béton fibré ultra performant (Blonski 2009). L'effet d'une grande densité de tire fonds, peu économique dans un projet, est étudié ici à cause de la grande résistance du béton à ultra hautes performances autorisant des forts cisaillements



La connexion par tiges présente l'inconvénient d'une faible raideur unitaire, car ces tiges compriment localement le bois, lequel se déforme. Plusieurs auteurs de brevets proposent donc d'utiliser des tubes métalliques pour augmenter la rigidité (mais aussi la résistance) de la connexion. Une rainure circulaire est creusée dans le bois pour y insérer (et éventuellement coller) le tube métallique. Le diamètre du tube doit être suffisant pour le remplissage du béton dans la partie supérieure lors du coulage. Ce type de connecteur possède théoriquement une plus grande rigidité individuelle et une plus grande résistance par rapport à des clous et des vis.

Une amélioration possible consiste à souder une rondelle ou une petite plaque métallique aux tiges (Figure 7-5Figure 7-6). Celle-ci est éventuellement fixée au bois par des vis tandis que le goujon est immergé dans le béton. Cette solution offre théoriquement une meilleure rigidité, car l'appui qu'elle prend à l'interface bois-béton avec la plaque permet de mieux répartir les charges et de reprendre une partie des efforts de cisaillement. On gagne ainsi à la fois en rigidité (par la plaque de répartition) et en résistance (par les vis d'ancrage). Blonski [Blonski 2009] montra expérimentalement, pour la géométrie étudiée *i.e.* des tire fonds de diamètre 16 mm, que le module de glissement  $K$  est augmenté de 24% en présence de rondelle soudée.

*Figure 7-5 : A gauche : connecteur amélioré (tire-fond avec rondelle soudée - Blonski 2009). A droite : exemple de connecteur avec pointes annelées (tire-fond avec plaque prépercée) Brevet de Kuttel (1998)*





cisaillement, seul le comportement ultime ayant montré une amélioration significative lors des essais de push out (Figures 7-10 et 7-11).

*Figure 7-8 : Connecteur constitué d'un plat métallique sur lequel sont soudés des goujons de type Nelson*



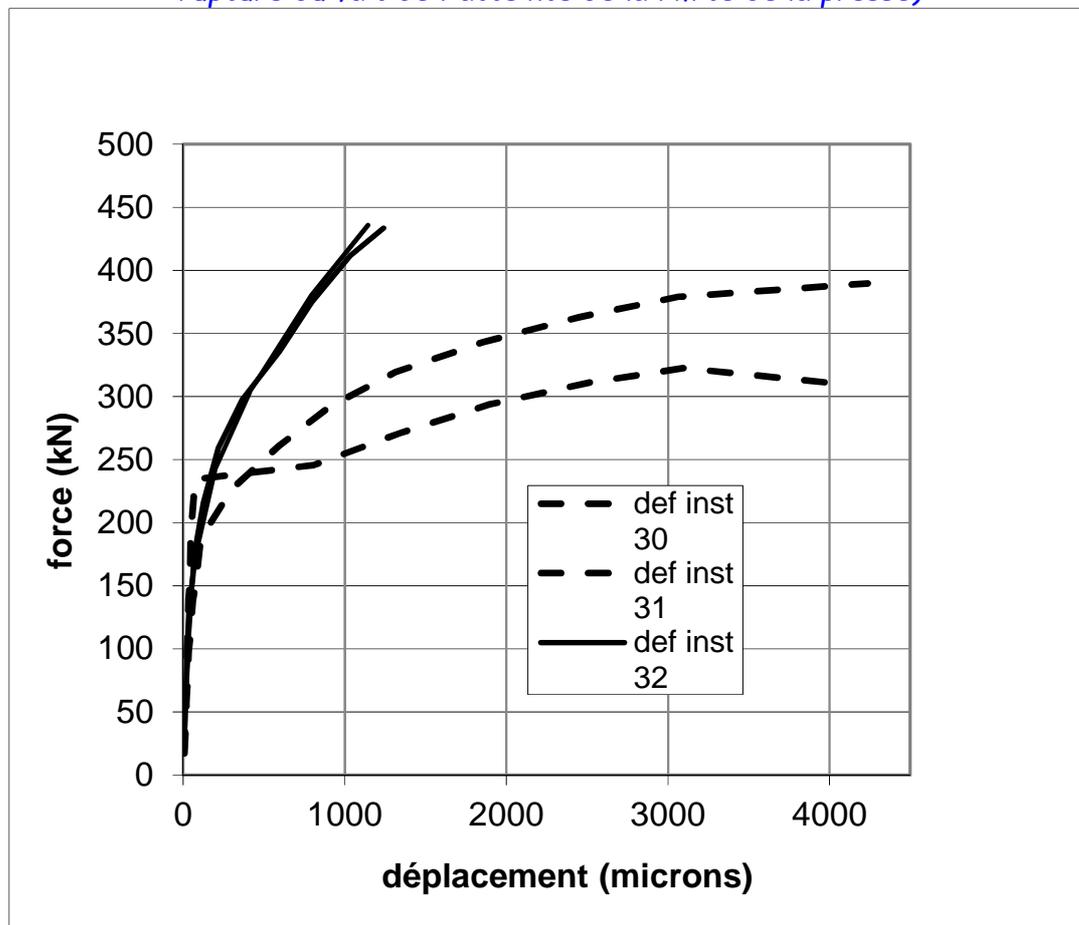
*Figure 7-9 : Variante du cas précédent avec crampons. connecteur fixé au bois lamellé collé par tire fonds SFS de diamètre 10 mm (Blonski 2009). Dans un ouvrage, la plaque en acier aura une longueur de quelques mètres*



Figure 7-10 : Essais de type « push out » pour la mesure de la rigidité des connecteurs métalliques [Blonski 2009], laboratoire Navier, (ENPC-Ifsttar, CNRS). A gauche le corps d'épreuve en cours de réalisation avant bétonnage, à droite, corps d'épreuve en cours d'essai



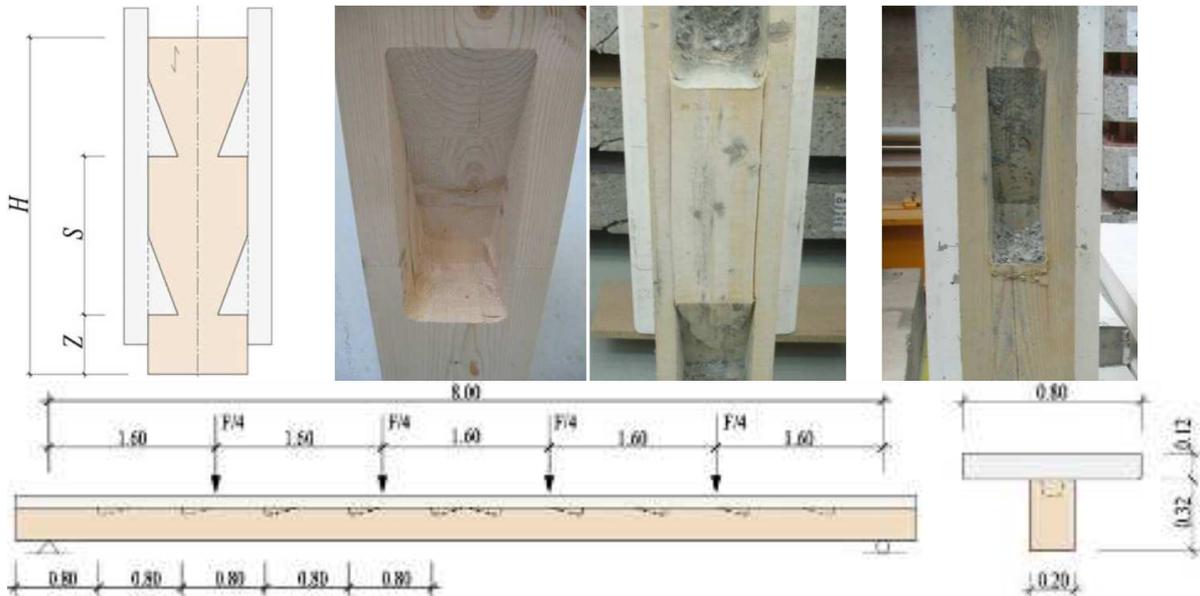
Figure 7-11 : Comportement des connecteurs étudiés par Blonski. En pointillé le connecteur de base (Figure 7-8), et en trait plein, le connecteur équipé de crampons en sous face (Figure 7-9) (pour ce dernier, le corps d'épreuve n'a pas pu être amené à rupture du fait de l'atteinte de la limite de la presse)



### 7.1.2 Connexion par embrèvement

La connexion par embrèvement consiste à réaliser des entailles dans le bois ce qui permet de réaliser une clé en béton après coulage de la dalle. Dans sa version la plus simple, aucune pièce métallique ou colle n'est utilisée si bien que l'on pourrait parler de connexion sans connecteur. Cette connexion a fait l'objet de tests à l'Université de Fribourg (Z. Daia, 2010) pour déterminer les modes de rupture et l'espacement optimal des embrèvements (Figure 7-12). Elle a été mise en œuvre sur les ponts de Bulle (Figure 5-4). D'autres propositions présentes dans la littérature, souvent brevetées, présentent des variantes consistant à ajouter aux embrèvements des fixations par tire fonds ou des pièces métalliques diverses, parfois dans le but d'éviter le soulèvement.

Figure 7-12 : En haut, de gauche à droite : corps d'épreuve, embrèvement, mode de rupture par cisaillement, mode de rupture par compression, En bas : poutre testée  
(Photo : Daia 2010)



C'est une solution intéressante également pour des raisons de main d'œuvre (si le bois a été usiné en atelier, il n'y a pas d'opération sur site à part le coulage du béton). Plusieurs brevets reposant sur le principe de l'embrèvement ont déjà été déposés (Figures 7-13 à 7-15).

Figure 7-13 : Brevet d'invention de Schaub et de Martino

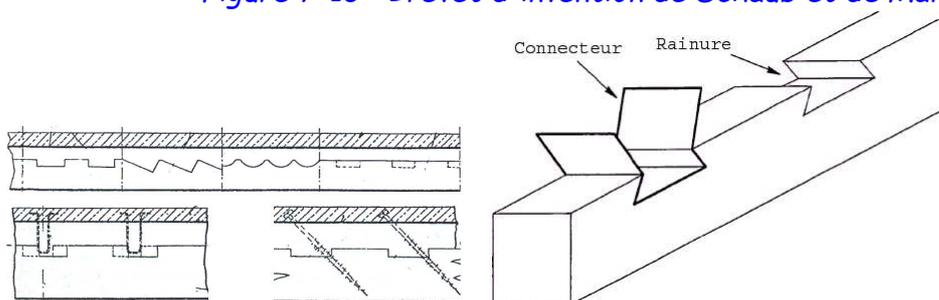


Figure 7-14 : Brevet d'invention de Molard

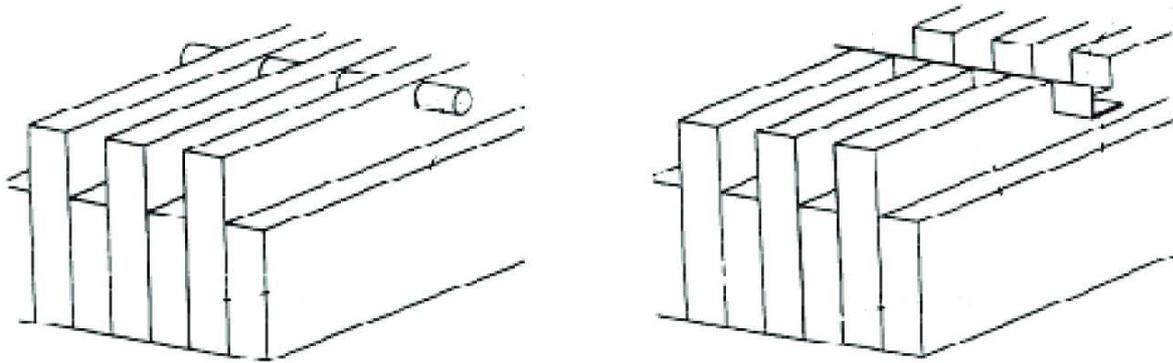


Figure 7-15 : « D-Dalle » Dalle mixte bois-béton développée par le groupe CBS-CTB



### 7.1.3 Connexion par adhérence des surfaces

Les systèmes de connexion décrits précédemment utilisent des connecteurs locaux (vis, tire-fond) disposés d'une manière discontinue ou des plaques métalliques linéiques. L'augmentation de la résistance en cisaillement à l'interface est obtenue en ajoutant des connecteurs supplémentaires. Cette solution a toutefois ses limites mécaniques et pratiques, ce qui a entraîné l'invention de connexions par adhérence des surfaces, autrement dit par collage du béton sur le bois. Dans le domaine des ouvrages d'art, la recherche de légèreté structurelle a conduit Pham, Foret et Le Roy [Pham 2008, Le Roy et al. 2009b] à étudier le collage de béton fibré à ultra hautes performances sur le bois. La colle est de type époxy (Figures 7-16 et 7-17). La solution a été brevetée [Le Roy et al. 2009a]. Les résultats expérimentaux ont montré que les poutres ainsi constituées présentent un comportement optimal rigide parfait (c'est à dire sans glissement d'interface), avec un seul axe neutre (Figure 7-18).

Figure 7-16 : A gauche, éléments préfabriqués avant assemblage par collage, à droite, encollage par une colle époxy, [Pham 2008, Le Roy et al. 2009]



Figure 7-17 : A gauche, corps d'épreuve de 3 m (2 poutres BLC :  $b = 0,115$  m,  $h = 0,23$ , BFUP :  $h = 0,04$  m,  $b = 0,5$  m), à droite essai de flexion. [Pham 2008, Le Roy et al. 2009]

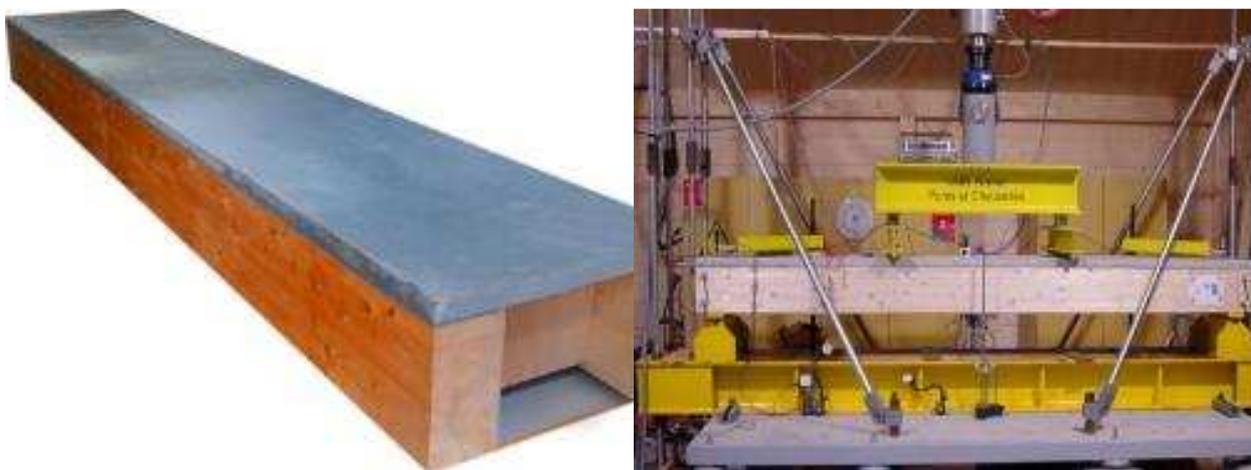
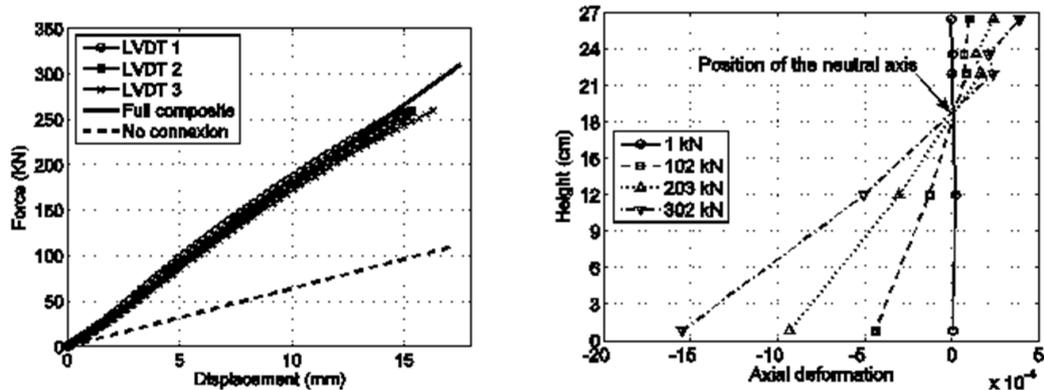


Figure 7-18: A gauche courbe force flèche des essais de Pham, montrant que le comportement est celui d'une connexion parfaite (full composite), à droite, contrôle des déformations dans une des sections de l'élément et vérification de l'absence de glissement [Le Roy et al. 2009]



Ce type de connexion par collage a été validé en vraie grandeur au sein du projet européen NR2C [Ben Mekki et al. 2011] (Figures 7-19 et 7-20) en s'appuyant sur les résultats obtenus par Pham sur éléments de 3m. C'est un tablier mixte de 10 m de portée et 2,5 m de largeur constituée de 4 poutres en BLC sur lesquelles ont été collés par une colle époxy une dalle en béton fibré à ultra hautes performances préfabriquée en 4 éléments. Ben Mekki observe bien un fonctionnement composite parfait. Les premiers signes de rupture se sont produits à une charge 30% supérieure à celle du chargement correspondant aux états limites ultimes (environ 1300 kN), et ils se produisirent en compression aux joints entre les plaques de BFUP. La ruine s'obtint par rupture en traction du bois, malgré la présence d'un renfort en carbone en sous face. Ces résultats, qui ont été prometteurs, montrent que le collage constitue une sérieuse piste en développement pour les tabliers mixtes connectés.

Figure 7-19 : Géométrie du tablier essayé sur la dalle d'essai de l'IFSTTAR (ex LCPC), dans le cadre du projet européen NR2C. Elévation et coupe transversale. Des entretoises en bois, non représentées sur la coupe, sont placées aux extrémités.

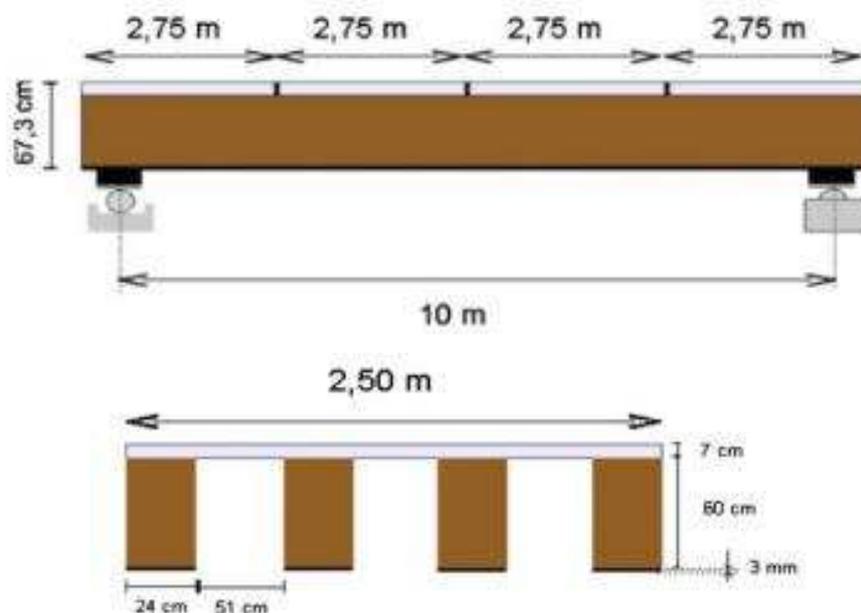


Figure 7-20 : Essais de flexion sur un tablier de 11 m de longueur. Projet NR2C (Ben Mekki et al. 2011). A gauche tablier en situation d'essai. A droite, rupture en traction puis délaminage d'une des poutres



Une avancée significative a été faite récemment dans le domaine de la mise en œuvre : il s'agit du collage "frais sur frais", autrement dit le collage du béton frais sur la colle fraîche. Après avoir appliqué la colle sur le bois, le béton est directement coulé sur la colle. L'avantage de cette technique est de s'affranchir des défauts géométriques des matériaux et d'optimiser ainsi l'épaisseur de colle (de 500 à 900 g/m<sup>2</sup>). Brunner a réalisé des essais concluants [Brunner 2007], confirmés par la suite par Confrère

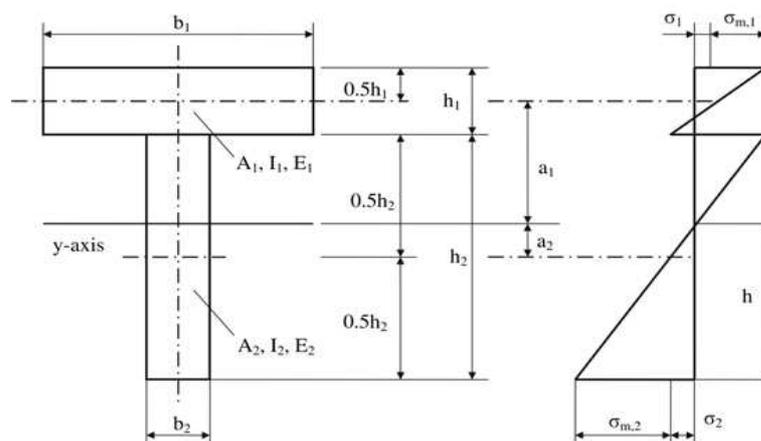
[Confrère 2011]. La vérification de la tenue d'un tel assemblage consiste à s'assurer que le retrait du béton ne conduise pas à un décollement dans le plan d'assemblage, ou à un affaiblissement de la connexion lié à l'apparition d'auto contraintes excessives [Loulou et al. 2011].

## 7.2 Raideur structurelle en fonction de la rigidité des connecteurs

Des travaux universitaires ont porté sur la description la plus détaillée possible du comportement des connexions (élastiques, élasto plastiques, etc.) et leur prise en compte dans le comportement structurel. Pham [Pham 2008] ou Resh [2009], de l'ENSTIB, proposent des méthodes semi analytiques pour accroître la précision des calculs de déformation et des contraintes dans une structure mixtes à connexion imparfaites. Ces travaux s'appuient sur ceux plus anciens de Heimeshoff, Girhammar, Newmark, Kreuzinger, Ehrlacher, etc.

L'Eurocode 5 (EN 1995-1) propose dans son annexe B une méthode simplifiée pour calculer la rigidité flexionnelle d'une poutre mixte en fonction de la rigidité individuelle,  $K$ , d'un connecteur, et de son espacement,  $s$ , le long de la poutre. Cette méthode développée par Heimeshoff a été élaborée à partir d'un chargement sinusoïdal, permettant la résolution plus aisée des équations différentielles pilotant l'équilibre. Les expressions données pour des assemblages en bois peuvent être utilisées en considérant qu'une partie de la poutre est en béton, à la condition de prendre en compte les propriétés du béton et d'avoir une évaluation convenable de la rigidité des connecteurs. Cette rigidité est donnée par un coefficient,  $K$ , rapport entre la force de cisaillement appliquée dans le plan d'interface bois-béton et le glissement de ce plan. Par exemple, pour une poutre mixte isostatique constituée d'une poutre en bois surmontée d'une plaque en béton armé, l'expression ci-dessous donne sa rigidité  $(EI)_{ef}$  en fonction de différents termes (Figure 7-21).

Figure 7-21 : Définition des paramètres permettant le calcul de la raideur flexionnelle d'une poutre mixte. L'indice 1 (respectivement 2) est remplacé par  $c$  (respectivement  $w$ ) dans les formules



$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1,2} (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) = E_1 I_1 + E_2 I_2 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 A_2 a_2^2$$

Avec

$l$  portée en [m]

$E_i, E_1, E_2$ , respectivement modules d'Young de l'élément  $i$ , du béton et du bois

$I_i, I_1, I_2$  respectivement l'inertie de l'élément  $i$ , du béton et du bois

$A_i, A_1, A_2$  respectivement l'aire des sections de l'élément  $i$ , du béton et du bois

( $A_i = h_i \cdot b_i$ )

$a_i$  distance entre l'axe neutre de chaque section de matériau homogène (demi hauteur de la plaque béton ou de la poutre bois) et l'axe neutre de la poutre mixte

$K$  rigidité du connecteur en [MN/m]. Correspond au comportement de celui-ci dans un essai de « push-out ».

$s$  espacement des connecteurs [m]. La rigidité de la connexion est donc  $K / s$  en [MN/m<sup>2</sup>].

$\gamma_1$  coefficient prenant en compte l'imperfection de la liaison par connecteur

$A_i = b_i h_i, \gamma_2 = 1$

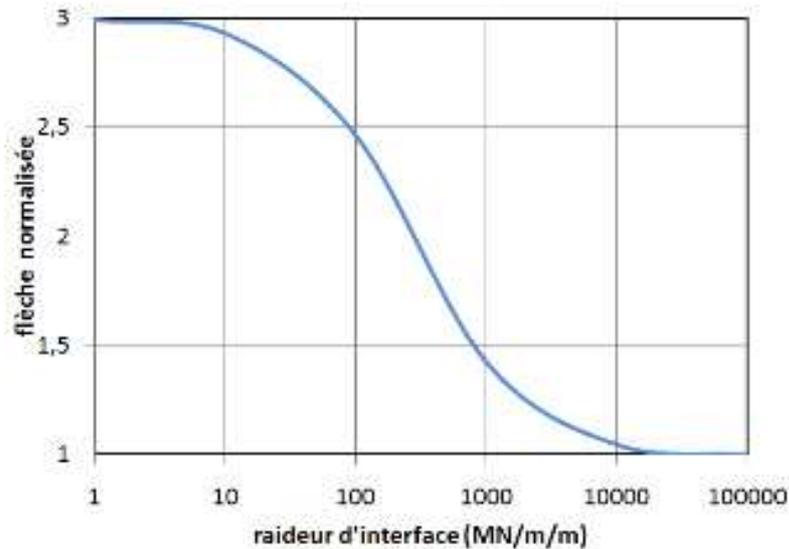
$$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_1 A_1 s / (K l^2)]^{-1}$$

La flèche d'un tablier mixte est une fonction décroissante non linéaire de ce rapport (Figure 7-22). La position de l'axe neutre dans le bois par rapport au centre de gravité du bois est donnée par la relation suivante.

$$a_w = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1,2} \gamma_i E_i A_i}$$

L'expression de  $\gamma_c$  augmente lorsque  $K / s$  augmente. Pour une connexion parfaite,  $K$  tend vers l'infini, si bien que  $\gamma_c = 1$ , valeur qui peut être considérée pour une connexion collée. Dans la littérature [Carvalho 2007, Ceccotti, 2006, Branco, 2009, Gutkowski, 2008],  $K$  est comprise entre 10 et 20 [MN/m] pour des connecteurs isolés. Pour les connecteurs soudés sur plaques et crampons présentés ci-dessus (Blonski 2009) la borne inférieure de  $K$ , calculée conformément à la norme EN 26891, est de 220 MN/m, ce qui est une valeur très élevée au regard de celle des connecteurs isolés, plaçant la poutre ainsi équipée à une rigidité très proche d'une connexion parfaite. Blonski interprète ce très bon résultat par l'existence d'un seuil de glissement à l'interface entre la plaque métallique et le bois, éliminant les efforts de flexion dans les tire fonds.

Figure 7-22 : Variation relative de flèche en fonction de la raideur d'interface (dans le cas de connecteurs discrets, raideur =  $K/s$ ,  $s$  étant la distance entre connecteurs)



### 7.3 Problèmes associés à la mixité du tablier bois

#### 7.3.1 Auto contraintes dans un tablier mixte

Lorsqu'on associe 2 matériaux, il est bon de s'intéresser à de possibles phénomènes de dilatation différentielle. Le coefficient de dilatation du béton est compris entre  $8 \cdot 10^{-6}$  et  $12 \cdot 10^{-6}$ , tandis que celui du bois dans la direction longitudinale est compris entre  $3 \cdot 10^{-6}$  et  $4,5 \cdot 10^{-6}$  [Wood Handbook, 2010]. Une variation de température va donc engendrer des auto contraintes dans une poutre mixte ou un plancher bois-béton connectés. De même, les retraits du béton et la déformation hydrique du bois auront des conséquences similaires, à l'exception près des éventuels gradients. Confrère [Confrère 2011] a étudié analytiquement et numériquement les auto contraintes dues aux effets du retrait du béton pour des poutres bois-béton réalisées « frais sur frais » (béton coulé sur la colle). Les équations à écrire s'apparentent à celle d'un bilame.

$$N_c = -N_w = N$$

$\varepsilon_w = \varepsilon_c$  à l'interface bois – béton compté positivement

soit

$$-\varepsilon_r + \frac{N_c}{E_c b_c h_c} + \frac{h_c}{2R} = -\frac{N_w}{E_w b_w h_w} - \frac{h_w}{2R}$$

moments

$$N \left( \frac{h_c + h_w}{2} \right) = M_c + M_w \text{ et}$$

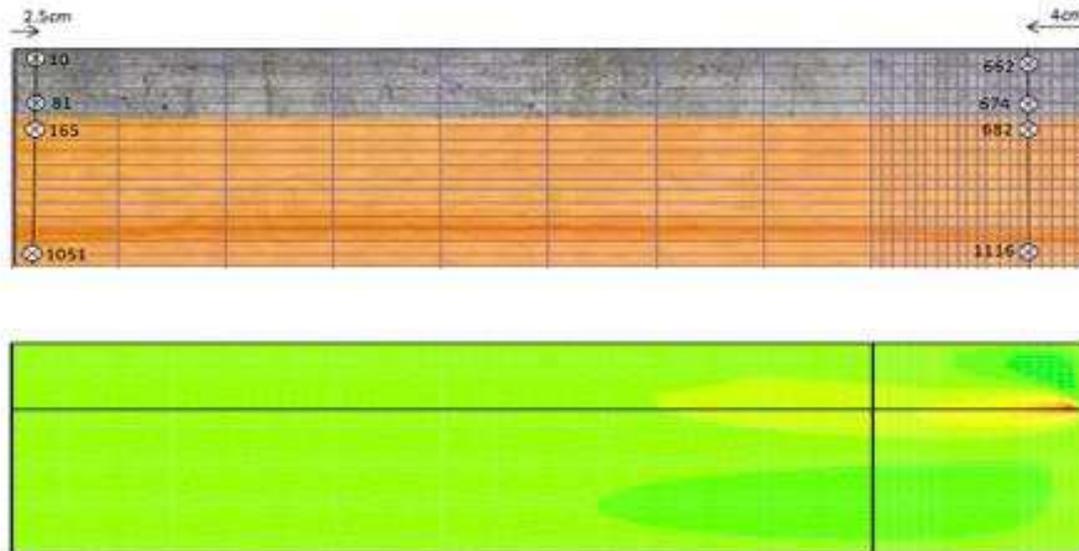
$$M_w = \frac{E_w I_w}{R}, \quad M_c = \frac{E_c I_c}{R}$$

$$R = \frac{1}{\varepsilon_c} \left( \frac{h_c + h_w}{2} + (E_c I_c + E_w I_w) \cdot \frac{\left( \frac{1}{E_w A_w} + \frac{1}{E_c A_c} \right)}{\left( \frac{h_c + h_w}{2} \right)} \right)$$

Où  $\varepsilon_r$ ,  $N$ ,  $M$ ,  $E$ ,  $I$ ,  $h$ ,  $b$ ,  $R$  sont respectivement le retrait du béton, l'effort normal, le moment fléchissant, le module d'Young, l'inertie en flexion, la hauteur, la largeur, le rayon de courbure due à la flexion, les indices  $c$  et  $w$  s'appliquant respectivement au béton et au bois.

Les calculs ont été rassurants car les contraintes et les déformations induites sont relativement faibles. Ainsi, selon ces formules, un tablier similaire à celui testé dans le cadre du projet NR2C [Ben Mekki et al. 2011] qui serait réalisé par la méthode « frais sur frais », avec un BFUP dont le retrait est estimé à 500  $\mu\text{m}/\text{m}$ , subira une flèche de 10 mm. Les contraintes théoriques sont de 1 MPa en traction dans le bois, et 0,9 MPa en compression dans le béton (valeur négligeable pour un BFUP). La Résistance des Matériaux ne permet pas de calculer les contraintes de cisaillement apparaissant aux extrémités, du fait que la courbure calculée est constante. En recourant à un calcul aux éléments finis (Figure 7-23), une concentration de cisaillement apparaît bien en extrémité ; elle est évaluée à 10 % de la résistance de calcul en cisaillement du bois. Ce dernier résultat est cependant une estimation grossière du fait du type de modélisation et, de plus, il dépend de l'amplitude du retrait du béton.

Figure 7-23 : En haut modèle d'une demi poutre étudié par le code César LCPC (axe de symétrie à gauche, bord libre à droite). En bas, répartition qualitative du cisaillement dû au retrait du béton sur cette même demi poutre. Concentration de contraintes à l'extrémité droite [Confrère 2011]



### 7.3.2 Déformations différées des tabliers mixtes

La rigidité en service étant une propriété essentielle pour les ponts, il convient de tenir compte des effets à long terme dus au fluage. Dans ce cas, la mixité structurelle rend plus difficile la prédiction du comportement. Pour ce qui concerne les connecteurs, l'Eurocode 5 définit un coefficient,  $K_{def}$ , traduisant le glissement à long terme de la connexion. Peu d'essais sont disponibles dans la littérature sur ce sujet. L'étude de Ceccotti est cependant à citer [Ceccotti 2006]. L'auteur a mesuré sur une durée de 5 ans le comportement de poutres mixtes bois-béton connectées par des goujons en acier de béton armé placés dans des logements percés dans le bois et collés à l'époxy (distances entre goujons de 150 mm sur appuis à 450 mm à mi portée). Le comportement en flexion est bien reproduit par les formules de l'Eurocode 5 en fixant  $K = 20$  [MN/m]. Les 2 poutres testées de 6 m de portée, chargées uniformément par une force répartie de 4 [kN/m], ont été stockées à l'extérieur. Elles ont donc subi les variations climatiques journalières et saisonnières (ville de Florence, température de 0 à 30 °C et hygrométrie de 20 à 100 %). Les résultats expérimentaux montrent que le fluage s'effectue presque entièrement dans les 2 premières années et que sa valeur représente environ 3,8 fois la déformation élastique (flèche de 0,88 mm au chargement). Des fluctuations saisonnières de flèche équivalentes à la déformation élastique (d'environ 1 mm maximum en automne) et journalières de la moitié de la déformation élastique (d'environ 0,5 mm maximum la nuit) ont été observées. La teneur en eau du bois à 4 cm de profondeur a varié durant la période d'essai de 13 à 18%.

La variation de flèche pendant la nuit correspond à un gradient de rétractation des 2 matériaux dus à leur coefficients de dilatation différents. Le calcul selon les formules du paragraphe 7.3 donne, pour une connexion parfaite, une flèche de 0,46 mm, très proche des observations de Ceccotti (calcul effectué avec les hypothèses suivantes : variation jour/nuit de 10°C pour le mois de juin à Florence, retrait différentiel entre le béton et le bois de  $6 \cdot 10^{-6}$  [K<sup>-1</sup>]). Les variations saisonnières semblent quant à elles être dues aux variations hydriques du bois. Ainsi, on s'aperçoit que la mixité structurelle entraîne des déformations liées aux variations thermiques, lesquelles affectent plus le béton, et hydriques, lesquelles affectent plus le bois.

Cependant, les prédictions de l'EC5 sont sous-estimé de 25% les déformations expérimentales obtenues à 5 ans, même en considérant la classe de service 3 (la plus sévère sur le plan du fluage). Cette différence ne peut cependant pas être généralisée sans avoir été vérifiée sur d'autres essais. Il est donc impossible pour l'instant d'en déduire une règle générale. Rappelons toutefois que les déformations différées sont théoriquement difficiles à prédire. Pour l'exemple du béton, les essais réalisés dans différents laboratoires on fait apparaître que la précision des modèles de type réglementaire se situe dans une fourchette de  $\pm 30\%$  [Le Roy (1996)]. La différence constatée ici pour le fluage des ouvrages en bois n'est donc pas surprenante *a priori*.

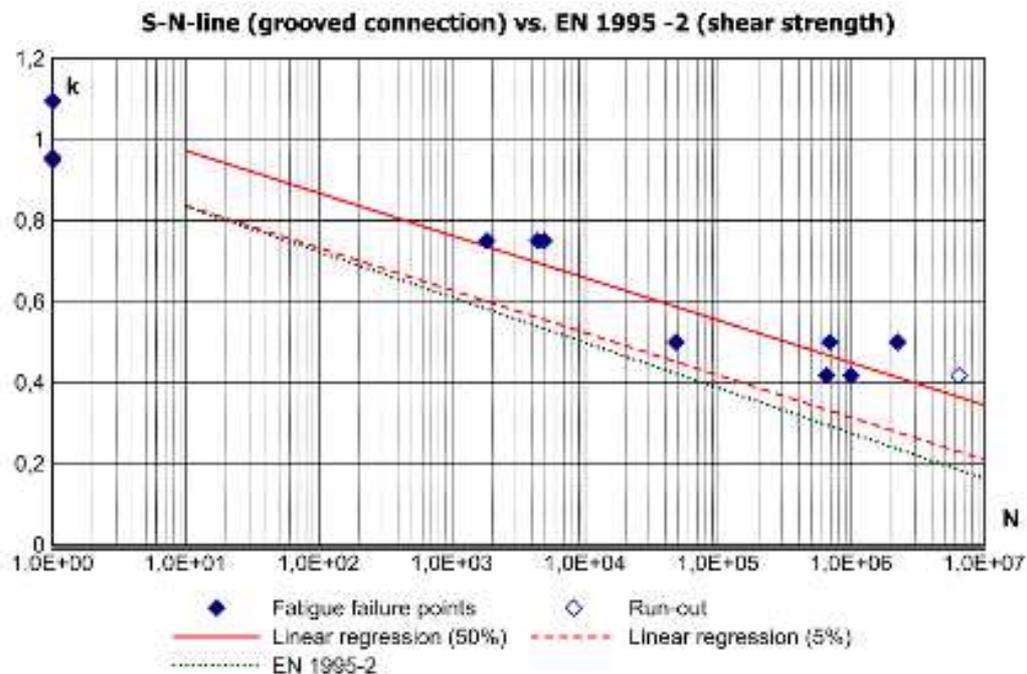
Les déformations différées sont donc calculables moyennant certaines adaptations numériques des rigidités. Cela signifie cependant qu'un enrichissement de la modélisation intégrant le comportement visco élastique des matériaux et le fluage du système de connexion est à développer.

### 7.3.3 Fatigue des tabliers mixtes

L'étude du comportement en fatigue des structures mixtes connectées mécaniquement n'a pas été beaucoup publiée. Toutefois, dans l'étude d'Aldi et Kuhlmann [Aldi et Kuhlmann 2010] sont décrits des essais assez nombreux, à la fois sur des tests de type push out que de flexion, et la courbe S-N construite par régression linéaire des points expérimentaux est comparée à celle proposée par la norme NF EN 1955-2. Les connecteurs testés sont des entailles droites ou des barres HA de béton armé collées à l'époxy à 45° dans le bois. Les résultats pour la connexion à entailles, obtenues sur poutres sollicitées en fatigue, sont visibles la figure 7-24. Les résultats montrent que les courbes S-N proposées dans l'EN 1955-2 placent en sécurité par rapport aux résultats expérimentaux. Pour les connecteurs en « X », un résultat similaire a été obtenu.

Dans le cas de la vérification du comportement de la connexion par collage, Pham [Pham 2008] a réalisé des essais de fatigue de poutres mixtes. Le rapport des contraintes étant de 1/8, la validation du comportement a été réalisé pour 2 millions de cycles, pour lesquels aucun dommage n'a été mesuré.

Figure 7-24 : Courbe S-N selon la norme NF EN 1995-2 et points obtenus pour les tests de Aldi et Kuhlmann en 2010



#### 7.4 Renforcement du matériau bois

L'amélioration des propriétés du bois a déjà atteint un niveau élevé de maîtrise tant sur les plans théorique que technologique. On sait par exemple que pour un résineux, la résistance d'un échantillon de petite taille est beaucoup plus élevée que celle d'une poutre, phénomène lié à l'élimination des défauts de taille supérieure à celle de l'échantillon. Cette observation est générale et correspond à la probabilité de présence de défauts qui diminue quand la taille de l'échantillon diminue, ce qui peut être quantifié par la théorie de Weibull par exemple. L'apparition du lamellé collé, il y a plus d'un siècle, a permis de fabriquer des éléments de structure de taille importante sans pour autant que la résistance ne diminue, grâce à l'usage de planches aboutées, d'épaisseur inférieure ou égale à 45 mm, dont certains défauts ont été éliminés en fonction de la classe de résistance recherchée. Les produits reconstitués tels que le LVL (laminated veneer lumber) reprennent cette même idée de subdivision de la matière pour, entre autres, augmenter les performances mécaniques. La forte réduction de l'épaisseur de chaque couche par rapport au lamellé collé permet d'atteindre, selon les résultats communiqués par les fabricants, des résistances caractéristiques de 44 MPa en flexion et 35 MPa en traction (direction longitudinale), valeurs inatteignables pour le lamellé collé.

Le renforcement du bois avec un autre matériau s'inscrit dans l'esprit des nombreux travaux sur les structures composites (composites à fibres organiques, multicouches), voire les microstructures composites (céramiques, nacre artificielle, etc.), pour lesquelles les scientifiques cherchent à améliorer certaines propriétés spécifiques telles que la résistance, la tenacité, la rigidité, etc.

Dans le domaine du bois, les techniques de renforcement des éléments de structure sont nombreuses (figure 7-25) et ont généralement pour but de les réparer tout en maintenant les capacités mécaniques. Ces techniques font l'objet de nombreuses recherches, notamment pour la réhabilitation des bâtiments.

Nguyen, Caron et Le Roy du laboratoire Navier (Nguyen 2010) ont cherché à développer des éléments de grande résistance pour des applications en ouvrages d'art. Les avis des experts étant divergeants sur l'apport réel du renforcement, tant sur le plan de la technologie que sur celui de la mécanique, des essais de flexion, sur 30 chevrons nus et renforcés par un tissu de carbone en sous face, ont été réalisés dans le but d'identifier le rôle du renfort et son mode d'action. Ces essais ont montré clairement que le renforcement a pour effet principal de diminuer la dispersion des résultats (Figure 7-26), ici sans décalage de la valeur la plus haute. De plus, la ductilité structurelle est augmentée par le renforcement (Figure 7-27).

Pour le concepteur, la réduction de la dispersion permet d'augmenter la résistance de calcul du matériau constitutif des poutres, puisque la moyenne augmente et que l'écart type diminue. Dans le cas présent, la valeur de la résistance pour le cinquième centile augmente de 40 à 64 MPa quand on vient renforcer le bois en traction, ce qui représente une augmentation de 60% de la résistance caractéristique. On attribue cette performance à la capacité du renforcement à supporter des concentrations de contrainte au voisinage des défauts, autrement dit à limiter la propagation de fissures.

Figure 7-25 : Quelques méthodes de renforcement par FRP en flexion de poutres en bois lamellé collé proposées dans la littérature

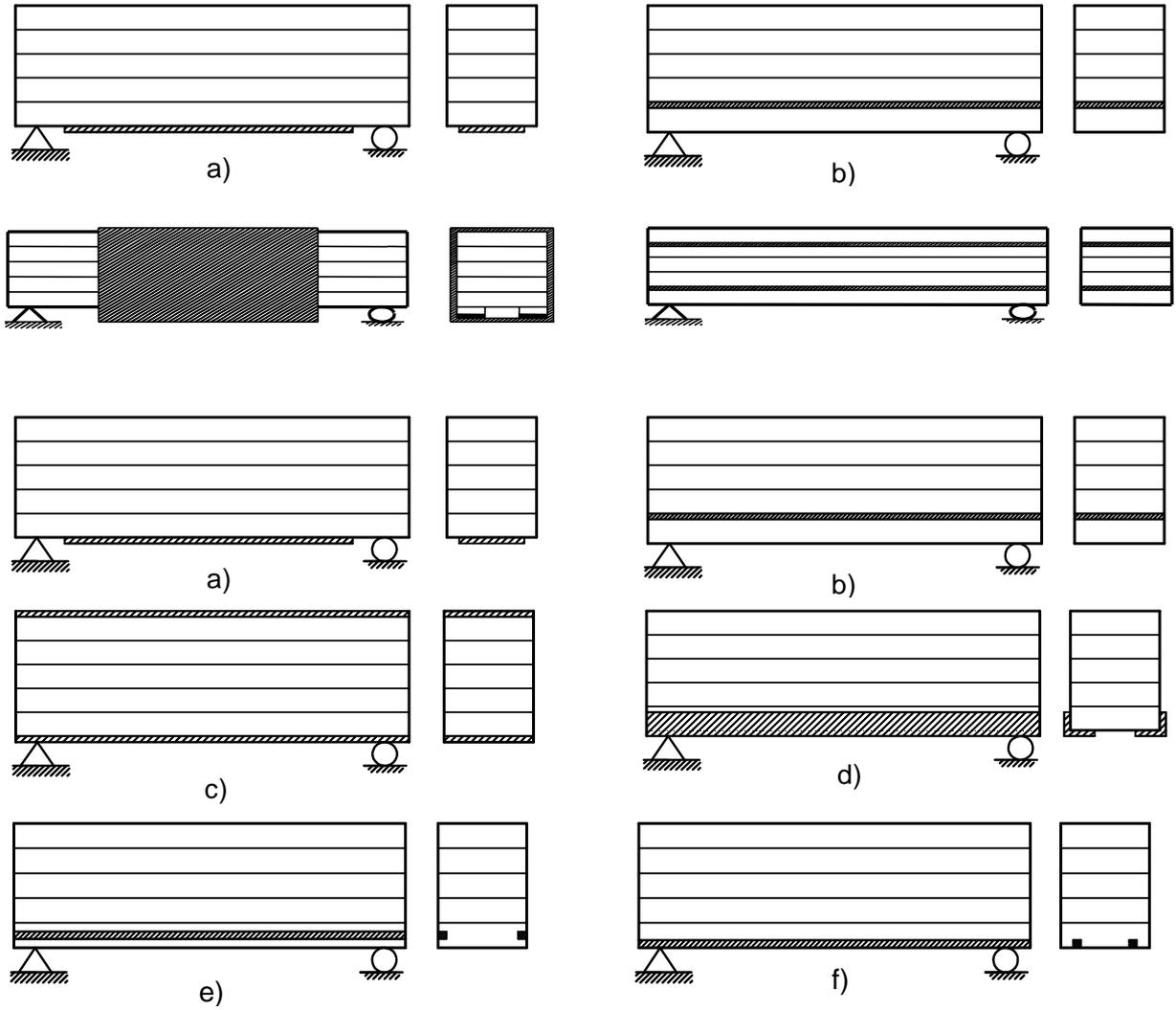


Figure 7-26 : Distribution des résultats de poutres renforcées par un tissu de carbone UD de 0,4 mm d'épaisseur et des poutres non renforcées. Dimensions  $h \times b = 100 \times 50$  ( $\text{mm}^2$ ) portée 1,6 m [Nguyen 2010]

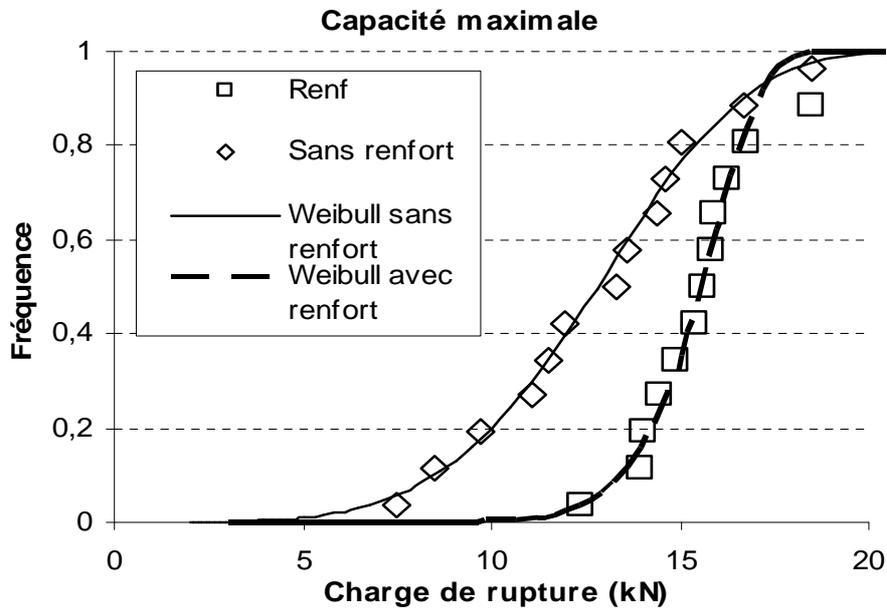
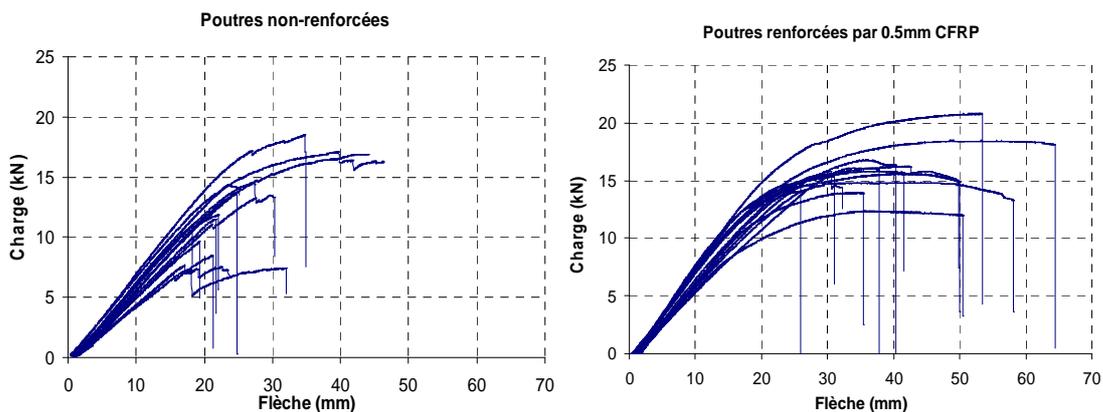


Figure 7-27 : Résultats d'essais de flexion sur poutres. Dimensions  $h \times b = 100 \times 50$  ( $\text{mm}^2$ ) portée 1,6 m. [Nguyen 2010]



Ce résultat est cependant à examiner en tenant compte des effets d'échelle. Ainsi, l'influence du renforcement, appliqué en partie inférieure d'une poutre, diminue lorsque la hauteur de cette dernière augmente, comme en a témoigné les essais du projet européen

NR2C [Ben Mekki 2011]. L'enjeu est alors de pouvoir agir localement, ce qui a conduit Nguyen à répartir le renforcement dans la zone tendue de la poutre, entre plusieurs lamelles de bois. Il a alors montré par la théorie (modèles multi particulaires) que pour un taux de renfort donné, il est plus efficace de réaliser un multi renforcement de couches minces entre les lamelles du lamellé collé que de localiser un renfort épais en sous face. Une première condition à respecter est que le renfort doit pouvoir reprendre le saut de contrainte au droit d'une fissure du bois. Compte tenu de la valeur élevée de la résistance du composite de carbone - 2500 MPa environ -, une couche d'épaisseur 1/50ème de celle de la lamelle de bois est un bon ordre de grandeur, soit 8/10ème de mm pour une lamelle de 40 mm d'épaisseur. Une seconde condition est qu'il n'y ait pas de délaminage du renfort au voisinage d'une fissure de traction d'une lamelle de bois. Des essais de traction sont venus valider le critère de délaminage (Figure 7-28). Il reste à savoir sur quelle hauteur de poutre le renforcement est nécessaire. Pour cela, faisons le raisonnement suivant : connaissant la distribution de contraintes normales dans une section, on peut estimer qu'un renforcement est efficace si la rupture s'effectue avec une grande probabilité dans la zone de bois renforcée. Ainsi, lorsque la charge augmente, jusqu'à atteindre en fibre inférieure la valeur maximale de rupture du bois renforcé, correspondant par exemple au 95<sup>ème</sup> centile du bois renforcé, il faut vérifier que la partie non renforcée du bois a une très faible probabilité de rupture, donc que la sollicitation n'excède pas dans cette zone non renforcée la résistance caractéristique du bois non renforcé (fractile de 5%) (Figure 7-29). Cette condition permet à Nguyen [Nguyen 2010] de proposer la hauteur  $h_r$  de bois à renforcer :

$$h_r = k_z \cdot z \left( 1 - \frac{R_0^{5\%}}{R_c^{95\%}} \right)$$

où :

$z$  : Position de l'axe neutre par rapport à la face inférieure

$R_0^{5\%}$  : Le cinquième centile de la résistance du bois sans renfort

$R_c^{95\%}$  : Le quatre-vingt quinzième centile de la résistance du bois renforcé

$k_z$  : le coefficient de changement de la position de l'axe neutre en présence du renfort ( $0 < k_z < 1$ ).

Les essais de validation ont porté sur des poutres de 3 m (Figure 7-30). Les poutres ont été préparées dans l'atelier de CMBP à Le Mesnil Simon (28) (Figure 7-31). S'agissant d'applications pour les tabliers de ponts, la zone de compression a été dévolue à une couche de béton fibré à ultra hautes performances collée sur le bois, ce qui évite de plus une rupture prématurée du bois en compression. Les facies de rupture des poutres multi-renforcées ont montré l'existence de plusieurs fissures en zone tendue, témoignant de la capacité du renfort à stopper les fissures au voisinage des défauts. De plus, la capacité du bois renforcé a été telle que le béton ultra performant a été plastifié en compression (contrainte de l'ordre de 150 MPa) (Figure 7-32). Sur la figure 7-33, on voit les différences importantes de faciès de rupture des poutres renforcées et non

renforcées. Alors que la poutre bois béton a développé des ruptures multiples dans des plans horizontaux, on observe sur celle bois-béton-carbone une fissure de traction de la dernière lamelle, laquelle a été stoppée par le renfort, ainsi qu'une rupture du béton en compression. La force moyenne de rupture des poutres renforcées est environ 50% plus élevée que celle des poutres non renforcées (Figure 7-34).

Figure 7-28 : Eprouvettes de traction directes dont le bois est pré-fissuré pour la validation du critère de délaminage



Figure 7-29 : en bas distribution des résistances du bois non renforcé et renforcé. La hauteur  $h_r$  de renforcement est calculée à partir de l'atteinte de la rupture du bois renforcé en sous face de la poutre.

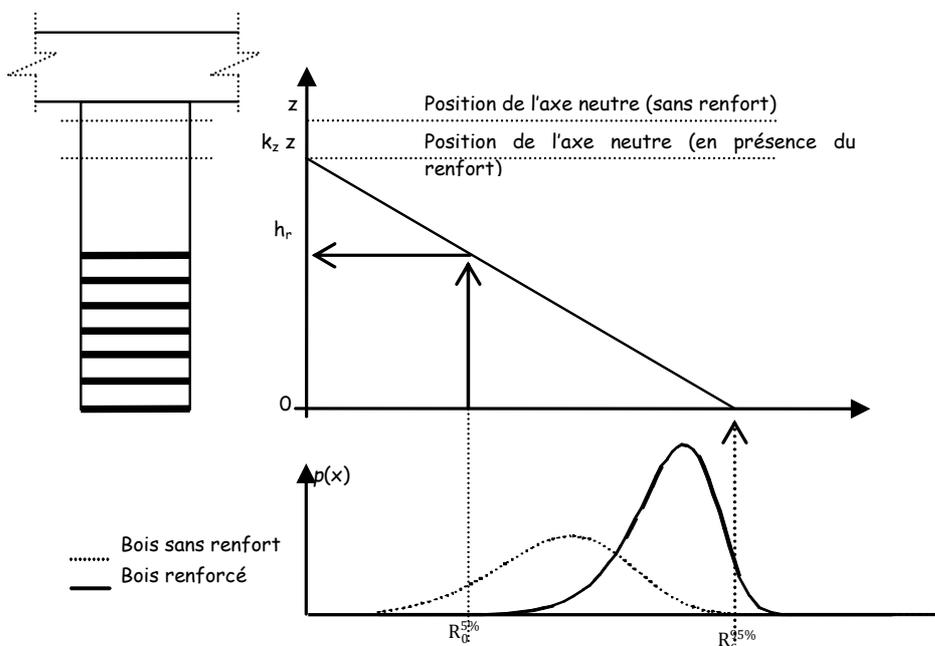


Figure 7-30 : Essai de flexion sur poutre renforcée par 3 lamelles de CFRP. Les extrémités ont été renforcées vis-à-vis du cisaillement afin d'assurer que la rupture s'effectue en flexion



Figure 7-31 : Préparation des poutres dans l'atelier CMBP de lamellé collé. Lamelles de CFRP (Sika carbodur épaisseur 1 mm largeur 80 mm)



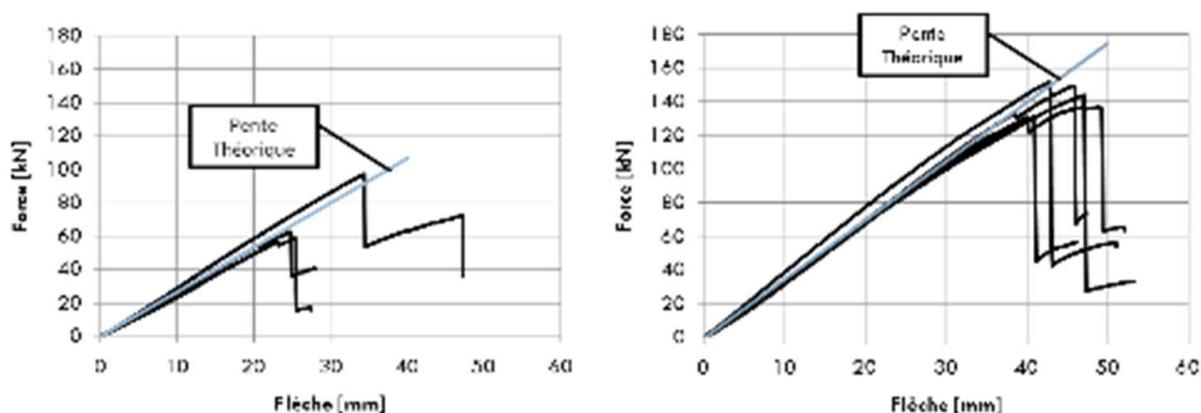
Figure 7-32 : Poutre renforcée. Gros plan sur la rupture dans le BFUP, plastification du bois en compression et fissure au voisinage d'un nœud du bois stoppée par le renfort en carbone



Figure 7-33 : Comparaison des modes de rupture. En haut poutre non renforcée, en bas poutre renforcée par 3 lamelles de CFRP



Figure 7-34 : Comparaison des résultats obtenus par Nguyen. A gauche poutres non renforcées ( $F_r = 100$  kN environ), à droite poutres renforcées par 3 lamelles de CFRP ( $F_r = 150$  kN environ). La différence de performance est notable.



Les performances du bois peuvent donc être fortement améliorées par un renfort multi couches. Il est important que le renfort soit réparti sur la hauteur, mais cela est aisé pour du lamellé collé. Cependant l'idée d'intervenir sur la raideur flexionnelle par un renforcement en traction n'est pas bonne, car coûteuse, et peu efficace. Le rapport des modules entre le bois et le carbone étant environ de 10, une épaisseur d'un millimètre de carbone n'équivaut qu'à 1 cm de bois. Il est beaucoup plus intéressant d'apporter un matériau de bonne raideur en partie comprimée, car, ce faisant, il est loisible de placer la fibre neutre en partie haute du bois, ce qui permet d'augmenter efficacement l'inertie en flexion. Le collage d'un béton à fort module d'élasticité permet cette optimisation.

L'étude menée par Nguyen, Le Roy et Caron avec des fibres de carbone ouvre la voie à des applications particulières où les conditions de poids, de gabarit et de surcharges exceptionnelles conduisent à rendre ces propositions structurelles applicables. Pour aller plus loin, des innovations recourant à un matériau de renfort parfaitement recyclable et renouvelable devrait permettre d'exploiter ces idées mais en intégrant des critères environnementaux tels que le bilan de consommation énergétique sur le cycle de vie, ou le recyclage des structures en fin de vie. Il existe des essences de bois dont la résistance en traction approche 200 MPa (l'Ipé par exemple, non répertorié comme essence vulnérable), ou des fibres naturelles performantes qui peuvent ouvrir la voie à des innovations technologiques. Finalement, il s'agit de transférer aux ouvrages d'art des pratiques déjà rodées dans le domaine de l'aéronautique (avions anciens avec hélices composées d'association de bois différents).

### 7.5 Transferts d'eau dans le bois

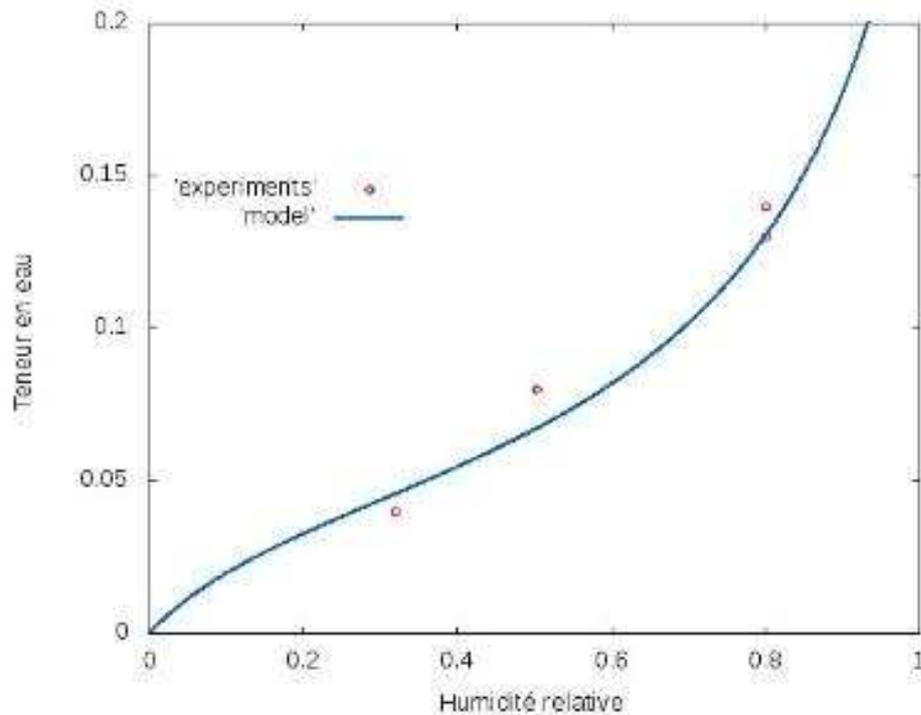
Les propriétés mécaniques élevées obtenues par hybridation ne doivent pas cacher un problème à résoudre pour le comportement à long terme : l'apparition de contraintes sous l'influence de variations hydriques du bois ou du retrait du béton. On sait qu'en dessous du point de saturation des fibres, la déformation anisotrope du bois est une fonction de la variation de sa teneur en eau. Mais, le comportement hygromécanique du bois est complexe, car un mécanisme appelé mécanisme mécano-sorptif vient s'ajouter au comportement visco élastique du matériau. Des recherches sur ce thème sont développées par Dubois au centre d'Egletons de l'université de Limoges [Dubois *et al.* 2005, Merakeb *et al.* 2009]. Elles portent sur la modélisation des courbes de sorption, la modélisation numérique du fluage sous hygrométrie variable ou encore sur des mesures de teneur en eau *in situ* en vue de la réalisation de pronostics de l'état des ouvrages d'art.

La durabilité des assemblages collés sont étudiés au laboratoire Navier [Loulou 2011] ainsi qu'au département laboratoire d'Autun [Chataigner *et al.* 2011] d'après des essais de type push out sur des échantillons bois-béton collés ayant subis un vieillissement en salle humide saturée. Pour quantifier le risque de dégradation, il est nécessaire de modéliser les transferts d'eau dans le bois ainsi que les déformations et contraintes induites. Des travaux récents et en cours permettent de réaliser des calculs de transfert d'humidité prenant en compte une description assez précise de la microstructure du bois [Frandsen 2007, Zillig 2010]. Nedjar [Nedjar 2011] propose une modélisation anisotrope des transferts dans le bois implémentée dans le code César LCPC. La diffusion est pilotée par une équation du type :

$$\rho_0 \frac{\partial h(h_r)}{\partial t} - \text{div} \left[ p_s D(h_r) \overrightarrow{\text{grad} h_r} \right] = 0$$

où  $h(h_r)$  n'est autre que la fonction de sorption isotherme dont l'allure typique est donnée figure 7-35.

Figure 7-35 : Exemple de courbe de sorption  $h(h_r)$  isotherme du bois



Le problème est localement orthotrope et fortement non-linéaire en raison de la forme de la courbe de sorption isotherme, du tenseur de diffusion  $D(h_r)$ , et de l'échange à la frontière caractérisé par un coefficient d'échange qui dépend aussi de l'humidité relative extérieure. Tous ces paramètres sont en effet fortement dépendants de l'humidité relative  $h_r$  qui est l'inconnue principale du problème. Pour expliciter la spécificité de la modélisation, explicitons la décomposition de chaque terme telle que Nedjar l'a réalisé. Le tenseur (total) de déformation  $\mathcal{E}$  peut être additivement décomposé en quatre parties comme suit :

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_e + \mathcal{E}_{fl} + \mathcal{E}_h + \mathcal{E}_{ms}$$

où  $\mathcal{E}_e$  est la partie élastique de la déformation,  $\mathcal{E}_{fl}$  est sa composante de fluage,  $\mathcal{E}_h$  est la déformation liée au gonflement,  $\mathcal{E}_{ms}$  est la partie mécano-sorptive de la déformation, i.e. celle provenant des variations de teneur en eau du bois.

Le comportement élastique est donnée par :

$$\mathcal{E}_e = [S]\sigma$$

où  $\sigma$  est le tenseur de contrainte et  $[S]$  est la matrice de souplesse donnée en coordonnées locales  $(r,l,t)$  par :

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_r} & \frac{-\nu_{tr}}{E_t} & \frac{-\nu_{lr}}{E_l} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{rt}}{E_r} & \frac{1}{E_t} & \frac{-\nu_{lt}}{E_l} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{rl}}{E_r} & \frac{-\nu_{tl}}{E_t} & \frac{1}{E_l} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{tl}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{rl}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{rt}} \end{bmatrix}$$

où  $(E_r, E_t, E_l)$  sont les modules d'Young au niveau local suivant les directions r,t et l respectivement,  $(G_{rt}, G_{rl}, G_{tl})$  et  $(\nu_{rt}, \nu_{rl}, \nu_{tl})$  sont les modules de cisaillement ainsi que les coefficients de Poisson dans les plans (r,t), (r,l) et (t,l), respectivement.

La déformation, réversible, liée au gonflement, est donnée dans le repère local par :

$$\epsilon_h = \begin{bmatrix} \alpha_r & & \\ & \alpha_t & \\ & & \alpha_l \end{bmatrix} h_a$$

où  $\alpha_r, \alpha_t$  et  $\alpha_l$  sont les coefficient de dilatation suivant les directions r,t et l, respectivement, et  $h_a$  est la teneur en eau en dessous du point de saturation des fibres (PSF). En général  $\alpha_l \ll \alpha_r < \alpha_t$ .

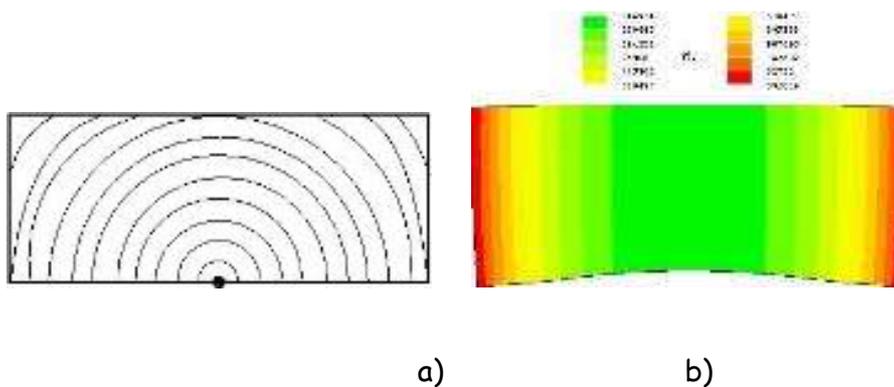
Les mesures de fluage montrent qu'une éprouvette soumise à une variation d'humidité, autour d'une valeur moyenne, flue plus qu'une autre soumise à la valeur moyenne constante. La diffusion d'eau dans le matériau génère un fluage supplémentaire. La mécano-sorption a été ici modélisée comme une déformation liée à la variation temporelle d'humidité du bois. Omarsson [Omarsson et al. 1998] propose la loi suivante :

$$\epsilon_{ms} = \left| \dot{h}_a \right| M \sigma$$

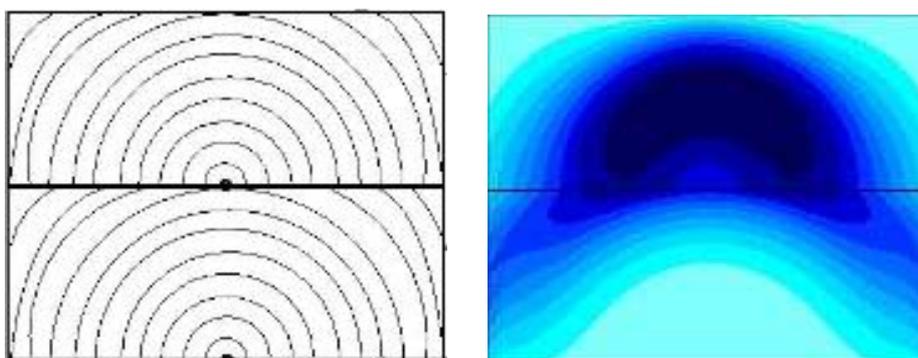
où  $M$  peut être soit une matrice ou un scalaire, et où  $\sigma$  est le tenseur de contrainte. Enfin, la déformation de fluage viscoélastique  $\epsilon_{fl}$  peut être décrite par un modèle viscoélastique classique tel que les modèles de type Kelvin-Voigt ou Maxwell généralisés.

Un exemple de calcul, obtenu avec le développement du code César, de l'effet du transfert de l'humidité relative a été réalisé par l'auteur et est donné figure 7-36 pour le matériau bois. On observe le gauchissement de l'échantillon induit par l'anisotropie du bois et par la différence entre les coefficients  $\alpha_r$  et  $\alpha_t$ . Mais les valeurs très proches des coefficients de diffusion radial et tangentiel (dans le plan  $rt$ ) conduisent à un champ symétrique d'humidité relative. Cette modélisation permet la description du champ de teneur en eau dans le lamellé collé en tenant compte de l'orientation des cernes (Figure 7-37).

*Figure 7-36 : Exemple de modélisation du comportement hygro mécanique a) géométrie du problème, faces verticales exposées, faces horizontales scellées ; b) taux d'humidité dans le bois en tenant compte de son anisotropie mécanique dans l'état déformé.*



*Figure 7-37 : 2 lamelles de bois collées, dont les cernes sont identiquement orientés, en état de dessiccation. Champ de teneur en eau au cours du séchage sur les 4 faces [Nedjar 2011]*



## 7.6 L'Analyse du Cycle de Vie des ponts en bois

Arrivé à la fin de ce guide de conception, le lecteur peut être convaincu des possibilités architecturales du bois dans les ouvrages d'art et de ses performances techniques. Il peut néanmoins chercher des arguments environnementaux, ou du moins chercher à vérifier quantitativement l'impact environnemental de l'ouvrage d'art qu'il projette. Une telle étude a été réalisée par Bouhaya, Le Roy et Feraille [Bouyaha *et al.* 2009] sur un pont mixte bois-béton de 25 m de portée et de 10 m de largeur. L'objet de l'étude était, non pas de comparer les résultats avec d'autres conceptions, mais d'évaluer les conséquences, sur l'ACV, des différents traitements de fin de vie des 2 matériaux principaux de l'ouvrage, à savoir le bois lamellé collé et le béton fibré à ultra hautes performances adopté pour la conception. Les auteurs tenaient à évaluer les différences obtenues en fonction du traitement en fin de vie, afin de donner des réponses quantitatives aux différentes controverses. L'unité fonctionnelle est le tablier composé de poutres en lamellé collé surmontées par une dalle en BFUP collée aux poutres. L'inventaire du cycle de vie du BFUP a été reconstitué à partir de ceux des constituants, tandis que celui du lamellé collé s'est appuyé sur la FDES d'une poutre de lamellé collé (version de 2007), en faisant une hypothèse de proportionnalité des impacts par rapport au volume de bois. Un des impacts calculés est le bilan de l'énergie primaire totale, qui intègre l'énergie non renouvelable et l'énergie renouvelable. Une des particularités du bois est que la part d'énergie renouvelable de la phase de production est prépondérante (selon la FDES, l'énergie renouvelable est de l'ordre de 14 GJ/m<sup>3</sup> pour une énergie totale de production de l'ordre de 19 GJ/m<sup>3</sup>). Cela est dû à l'énergie solaire sollicitée pour la réaction de photosynthèse, nécessaire à la croissance des arbres, énergie que l'on peut récupérer si l'on décide en fin de vie d'utiliser le matériau comme source de chauffage. Une seconde particularité est que le bois constitue un stock de carbone. La proportion de carbone atomique représente environ 47% de la masse de bois anhydre. Par conséquent, une technique d'enfouissement ou d'utilisation du bois en énergie vont engendrer des écarts importants sur le plan du bilan carbone. Ces résultats sont résumés sur les figures 7-38 et 7-39 qui représentent le bilan pour le tablier de l'ouvrage (béton plus bois) pour chacune des étapes du cycle de vie du pont. On s'aperçoit de la prépondérance de la phase de production sur les autres étapes du cycle de vie. Le scénario d'enfouissement ne permet pas de bénéficier de l'énergie du bois, mais réalise un puits de carbone. A l'inverse, le scénario 2 d'utilisation du bois en énergie permet d'économiser de l'énergie fossile, ce qui place ce scénario en bonne place sur le bilan énergétique mais reste moins performant que le scénario d'enfouissement pour le bilan CO<sub>2</sub>. Enfin le scénario de recyclage dans une filière de panneaux permet de prolonger le rôle de puits de CO<sub>2</sub> au bois pour une durée de vie supplémentaire. Cette étude montre que les hypothèses de fin de vie d'un ouvrage en bois influent beaucoup sur les bénéfices que l'on peut tirer de ce matériau, et qu'il est impossible de les avoir tous en même temps.

Les fiches de déclaration environnementales et sanitaires (FDES) étant plutôt adaptées au bâtiment, le groupe DIOGEN (Base de données pour les impacts des ouvrages de génie civil) de l'AFGC a été créé dans le but de proposer une base de données spécifique au génie civil. L'usage de cette base de données rendra les ACV encore plus précises sur les impacts évoqués plus haut ainsi que sur l'ensemble des autres impacts courants et devrait contribuer à adopter en connaissance de cause des solutions de compromis pour le choix de la fin de vie des ouvrages du génie civil.

Enfin, dans un domaine plus prospectif, Belhak [Belhak 2011] a développé une méthode fondée sur les algorithmes génétiques pour la conception des ouvrages d'art intégrant, en plus des contraintes mécaniques, la recherche de minimisation des impacts environnementaux. L'originalité de l'étude est de pouvoir faire intervenir au stade de la conception des objectifs environnementaux, plutôt que de les étudier, comme on le fait aujourd'hui, en vérification après avoir calculé l'ouvrage. Cette recherche confirme que l'optimisation environnementale d'une structure, comme de tout objet, conduit le décideur à faire un compromis et qu'il est impossible de minimiser l'ensemble des impacts en même temps. Néanmoins, le processus de calcul amène à définir un ensemble de solutions acceptables se situant sur un front qu'on appelle front de Pareto. Le choix peut donc se faire sur un sous ensemble plus restreint de solutions jugées équivalentes.

*Figure 7-38 : Energie primaire totale en (GJ) du tablier de l'ouvrage en fonction des scénarii de fin de vie (sc.1= enfouissement du bois, sc.2=bois énergie, sc.3 = recyclage filière panneaux. Extrait de [Bouhaya et al. 2009]*

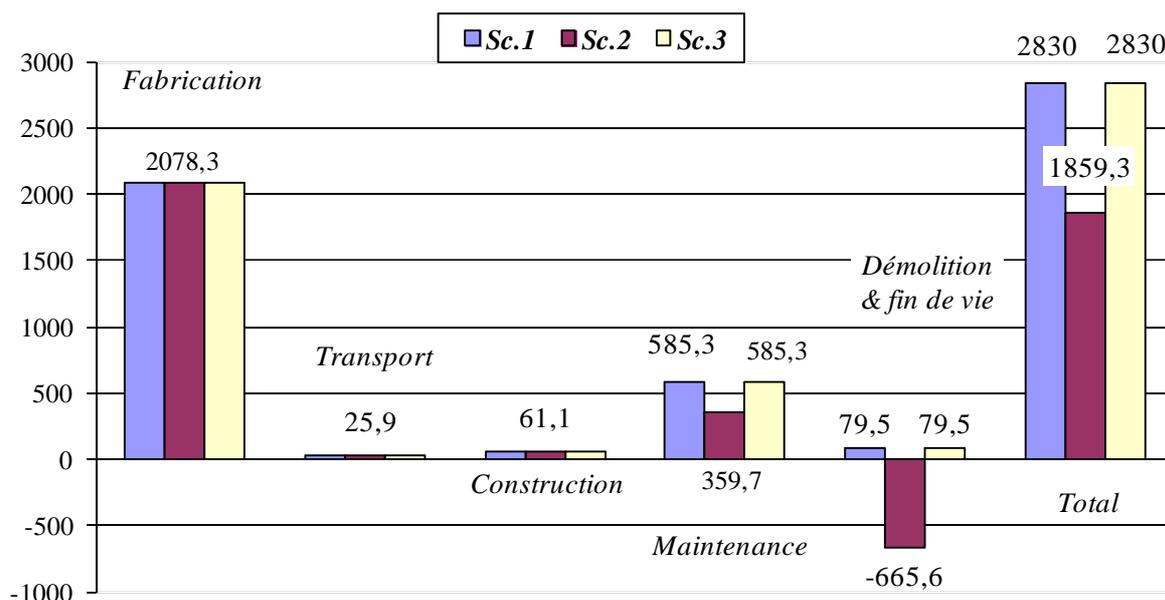
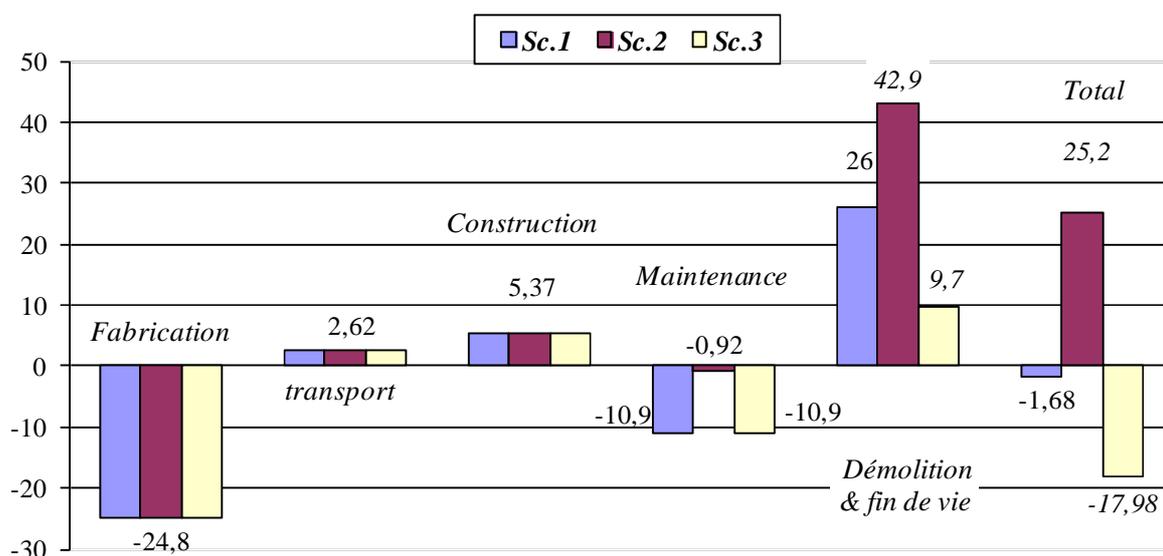


Figure 7-39 : potentiel de réchauffement climatique en émissions équivalentes de CO2 (tonnes) pour le tablier de l'ouvrage en fonction des scénarii de fin de vie (sc.1= enfouissement du bois, sc.2=bois énergie, sc.3 = recyclage filière panneaux. Extrait de [Bouhaya et al. 2009].



## 7.7 Conclusions

Les recherches visant à améliorer les performances mécaniques et la durabilité des ouvrages d'art en bois sont actives dans plusieurs laboratoires et en particulier au sein du réseau scientifique et technique du ministère du développement durable. Ce chapitre met en évidence les résultats positifs obtenus sur la combinaison du bois avec d'autres matériaux dans le domaine de la raideur et de la résistance en flexion. De nombreuses solutions sont proposées pour connecter le béton au bois, au sein des quelles le collage, validé à échelle 1 et en fatigue, est très prometteur. Le renforcement du bois par un matériau plus résistant en fine épaisseur est aussi une voie de développement permettant une nette amélioration du comportement pouvant être quantifié en terme d'augmentation significative de la résistance caractéristique du bois. Enfin, la modélisation numérique du comportement thermo hydrique anisotrope du bois, s'il a commencé il y a quelques années déjà, connaît de récents développements qui devraient permettre d'appréhender encore mieux le champ de contraintes dans une structure en bois en prenant en compte les transferts de vapeur, les mécanismes mécano sorptifs et le comportement viscoélastique. Ces modélisations permettront de mieux prévoir les risques de pathologie des ponts en bois et en conséquence d'en valider leur conception. Enfin, si les impacts environnementaux des ouvrages du génie civil sont étudiés de manière de plus en plus précises, notamment au sein du groupe AFGC, DIOGEN

(Données d'Impact pour les Ouvrages de Génie Civil), qui regroupe des données environnementales spécifiques au Génie Civil, elles ne devraient pas contredire les études quantitatives actuelles mettant en évidence les bénéfices environnementaux liés à l'usage du bois en structure. Ces bénéfices devraient constituer un atout supplémentaire pour le développement des ouvrages d'art en bois.

## Pour en savoir plus

## Bibliographie

- Aldi P., Kuhlmann U. (2010) fatigue strength of timber-concrete-composite bridges: determination of a s-n-line for the grooved connection and the "x-connector", World conference on timber engineering (WCTE), Trentino, Italy.
- Ben Mekki O., Toutlemonde F., (2011) Experimental Validation of a 10-m-Span Composite UHPFRC-Carbon Fibers-Timber Bridge Concept, Journal of Bridge Engineering Photo Asce / January-February, 148-157.
- Blonski A., (2009) Etude de la rigidité de systèmes de connexion pour un pont type bois-béton, rapport de PFE, école des Ponts ParisTech - Jean Müller International.
- Bouhaya L., Le Roy R., Feraille A., (2009) Simplified Environmental Study on Innovative Bridge Structure, Environmental Science & Technology Journal, 43(6), pp. 2066-2071
- Branco J. M., Cruz P. J.S., Piazza M., (2009) Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections, Construction and Building Materials 23, 400-410.
- Brunner M., Romer M., Schnüriger M, (2007) Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process), Materials and Structures, 40:119-126
- Carvalho E. P., Carrasco E. V. M., (2010) Influence of test specimen on experimental characterization of timber-concrete composite joints, Construction and Building Materials 24, 1313-1322.
- Ceccotti A., Fragiaco M., Giordano S., (2006) Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection, Materials and Structures, 40:15-25
- Chataigner S., Fletty A., Aubagnac C., Loulou L., Caré S., Le Roy R. (2011) Transfert des efforts par collage structural entre bois et béton : utilisation d'un essai push-out pour le choix de l'adhésif, Colloque AFGC GC'11, Paris, 18-19 mars.
- Confrère A., (2011) Design of low carbon timber-concrete composite floors. Modeling of interface stresses and experimental validation, Master Science des Matériaux et Construction Durable, école des Ponts ParisTech, en Anglais.
- DIOGEN, Données d'Impact pour les Ouvrages de Génie Civil [http://www.diogen.fr/index.php?option=com\\_content&view=article&id=109&Itemid=141&lang=fr](http://www.diogen.fr/index.php?option=com_content&view=article&id=109&Itemid=141&lang=fr)
- Dubois F., Randriamololona H., Petit C., (2005) Creep in wood under variable climate conditions : Numerical modelling and experimental validation, Mechanics of time-dependent materials, Vol. 9, pp. 173-202.
- Frandsen H.L., (2007) selected constitutive models for simulating the hygromechanical response of wood, PhD Thesis, Aalborg University, Danemark
- Gutkowski R., Brown K., Shigidi A., Natterer J., (2008) Laboratory tests of composite wood-concrete beams, Construction and Building Materials 22, 1059-

1066.

- Le Roy R., (1996) déformations instantanées et différées des bétons de haute performance, études et recherches du LCPC, OA 24, Ifsttar, Champs sur Marne.
- Le Roy R., Foret G., Pham H. S., (2009 b) structure porteuse béton-bois, Institut national de la propriété industrielle, n° publication 2 924 137, n° d'enregistrement 07 59 320.
- Le Roy R., Pham H.S., Foret G., (2009 a) new wood composite bridges, European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol.13, n°9, pp. 1125-1139
- Loulou L., Caré S., Le Roy R., Bornert M., Bertrand F., Chataigner S., Nedjar B., (2011) Etude de la durabilité des assemblages collés bois-béton soumis à des chargements hydriques, 20ème congrès français de mécanique, Besançon.
- Merakeb S., Dubois F., Petit C., Modeling of the sorption hysteresis for wood, Wood Science and Technology, Published online: April 2009, DOI 10.1007/s00226-009-0249-2, ISSN 0043-7719 (Print) 1432-5225 (Online), 2009.
- Nedjar B., (2011) La modélisation numérique des transferts de vapeur d'eau dans le bois, rapport interne laboratoire Navier.
- Nguyen T.V.A., (2010) multi renforcement du bois lamellé collé, étude théorique et expérimentale, thèse de Doctorat de l'école des Ponts ParisTech.
- Omarsson S. Dahlblom O., Petersson H., (1998) A numerical study of sawn timber subjected to moisture variation, part 1 theory, wood science technology, 32, pp. 325-334, Springer Verlag.
- Pham H.S., (2007) Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes. Thèse de l'ENPC.
- Zillig W. (2010), moisture transport in wood using a multiscale approach, PhD Thesis, université de Leuven, Belgique.
- Belhak W., Le Roy R., (2011) Optimisation environnementale des structures mixtes, application aux ouvrages d'art en bois, Colloque AFGC GC'11, Paris, 18-19 mars.
- Daia Z., (2010) Ecole d'ingénieurs de Fribourg, Suisse, communication interne.
- Wood Handbook, wood as an engineering material, (2010), USDA, Department of agriculture, Forest Service, general technical report FPL-GTR 190, 510 pages, [www.fpl.fs.fed.us](http://www.fpl.fs.fed.us)





## 8 MONOGRAPHIE SOMMAIRE

### Amérique du Nord : Canada, Etats-Unis, Mexique

Les ponts se sont développés massivement en Amérique du Nord au cours du XIX<sup>ème</sup> siècle. Le continent connaissait alors un rapide essor économique et devait s'équiper en infrastructures. Le bois s'imposa naturellement car il était bon marché, facile à travailler (nécessitant peu d'outillage) et disponible partout. De nombreux ponts routiers et ferroviaires ont ainsi été construits en bois ; on compte même quelques ponts-canaux.

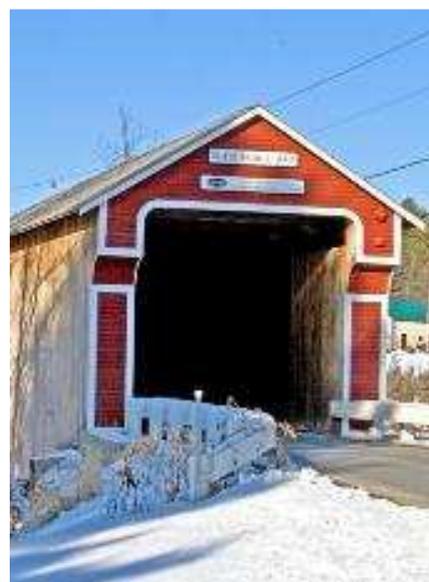
La plupart adoptent des structures treillis (lesquelles avaient été développées pour le bois avant d'être transposées à l'acier). On trouve aussi des structures hybrides combinant arcs et treillis ou bien béquilles et treillis. La grande majorité des ponts construits à cette époque et toujours en service sont couverts.

Aujourd'hui, les ponts en bois conservent une part non négligeable du marché (de l'ordre de 10%), notamment pour les routes forestières. On note cependant peu de renouvellement architectural et technique.

Slate Bridge  
Etats-Unis

Année : 1800, 1862, 1993  
Ville : West-Swanzet

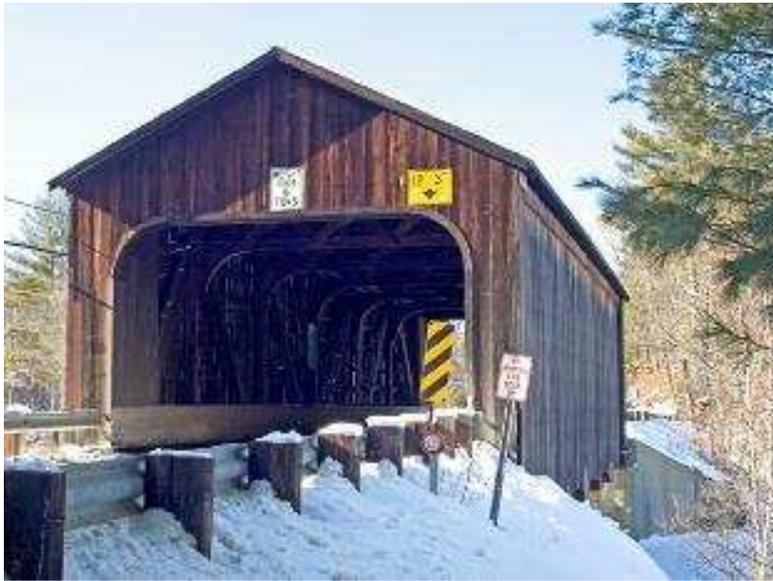
Portée : 44m  
Trafic : véhicules



Contoocook Bridge  
Etats-Unis

Année : 1937  
Ville : Hancock

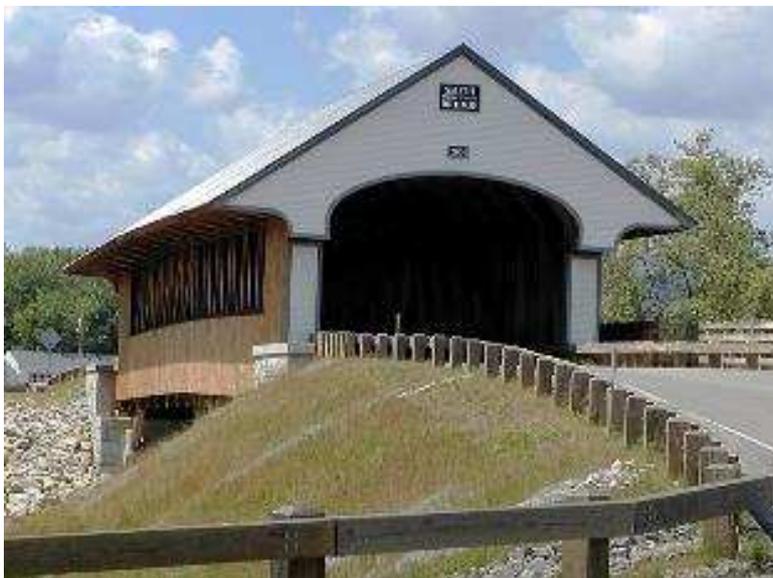
Portée : 26m  
Trafic : véhicules



Smith Millenium Bridge  
Etats-Unis

Année : 1844, 2001  
Ville : Plymouth

Portée : 54m  
Trafic : véhicules (80t)



Friendship Manor Bridge  
Etats-Unis

Année : 1992  
Ville : Shandaken

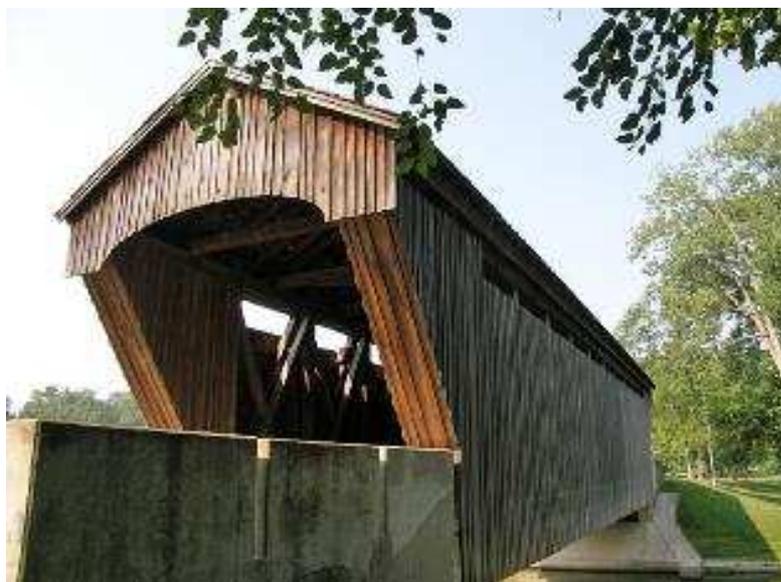
Portée : 14m  
Trafic : véhicules



Mill Run Creek Bridge  
Etats-Unis

Année : 1840, 1986  
Ville : Brownsville

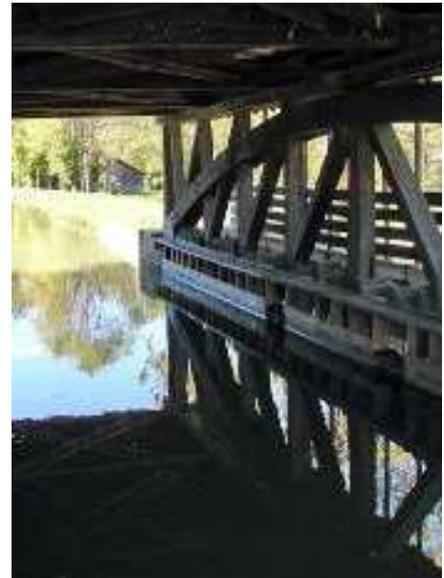
Portée : 28m  
Trafic : véhicules



Duck Creek Canal Bridge  
Etas-Unis

Année : 1836, 1949, 2005  
Ville : Metamora

Portée : 25m  
Trafic : bateaux



Sioux Narrows Bridge  
Canada

Année : 1936, 1982  
Ville : Fort Frances

Portée : 64m  
Trafic : véhicules



Asie : Japon, Vietnam, Chine

L'Asie compte de nombreux ponts en bois, aussi bien anciens que récents. En particulier, le Japon a développé et conservé au fil des siècles une authentique culture du bois, et continue à le travailler avec un grand savoir-faire. Présent notamment dans le mobilier et le bâtiment, le bois s'est aussi décliné dans les ouvrages d'art.

Aujourd'hui encore, le Japon continue à construire des ponts et des passerelles en bois, sans se contenter de reproduire les formes traditionnelles mais en innovant dans d'autres structures. Ainsi, on trouve à la fois des ouvrages récents datant de quelques années ou dizaines d'années, et des ouvrages ayant traversé les siècles.

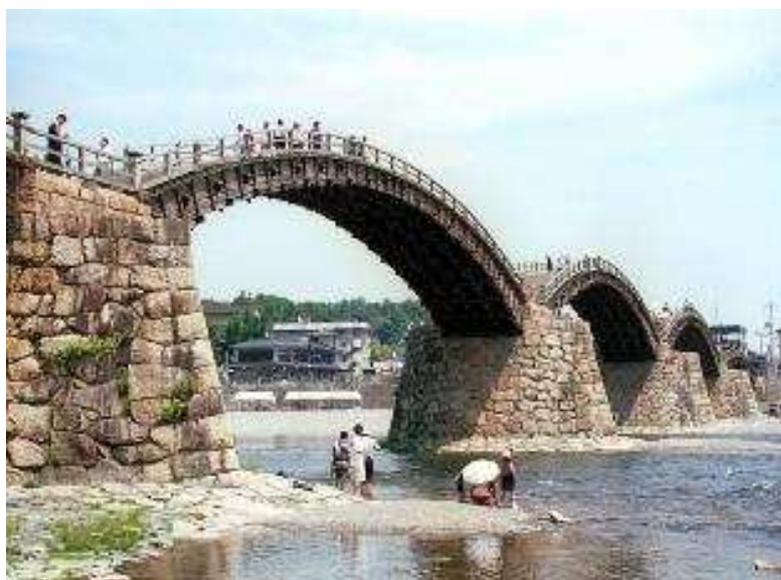
Les essences utilisées sont locales : cyprès, cèdre, mélèze et pin rouge Japonais.

---

Kintai Kyo  
Japon

Année : 1674, 1953  
Ville : Iwakuni

Portée : 5 x 35m  
Trafic : piéton



Kotohiragu Sayahashi  
Japon

Année : 1869  
Ville : Kotohira

Portée : 24m  
Trafic : piétons



Momosuke Bashi  
Japon

Année : 1922  
Ville : Nagiso

Portée : 25 + 2x104 + 15m  
Trafic : piétons



Tsurunomai Bashi  
Japon

Année : 1994  
Ville : Tsuruta

Portée : 60 x 5m  
Trafic : piétons



Aiai Bashi  
Japon

Année : 1996  
Ville : Hidaka

Portée : 3 x 24m  
Trafic : piétons



Hyakumeishi Bashi  
Japon

Année : 1999  
Ville : Daisen

Portée : 20m  
Trafic : véhicules



Okumonobe Kouka Kyo  
Japon

Année : 2000  
Ville : Kami

Portée : 28m  
Trafic : véhicules



Kinpo Nisennen Bashi  
Japon

Année : 2000  
Ville : Minamisa

Portée : 40m  
Trafic : véhicules



Pont de Chengyang  
Vietnam

Année : 1776, 1844, 1971  
Ville : Thanh Toan

Portée : 17m  
Trafic : piétons



Pont de Thanh Toan  
Chine

Année : 1918  
Ville : Chengyang

Portée : 4 x 16m  
Trafic : piétons



### Europe : Suisse, Allemagne, Autriche, Scandinavie

L'Europe a développé un grand savoir-faire et l'a en partie conservé. Les ouvrages d'art en bois sont concentrés dans les régions alpines ou grandes productrices de bois (comme les pays scandinaves). Les pays qui en comptent le plus sont la Suisse, l'Allemagne et l'Autriche où la culture et le goût du bois se sont conservés.

Le regain d'intérêt pour le bois ces dernières décennies fait apparaître de nouvelles formes. La créativité architecturale et technique dans le domaine des ouvrages d'art en bois semble plus dynamique en Europe que sur les autres continents (en ce qui concerne les ouvrages d'art en tout cas).

Les essences utilisées sont locales : résineux (pour le BLC), mélèze, châtaignier, etc.

Kapellbrücke  
Suisse

Année : 1333 ; 1995  
Ville : Lucerne

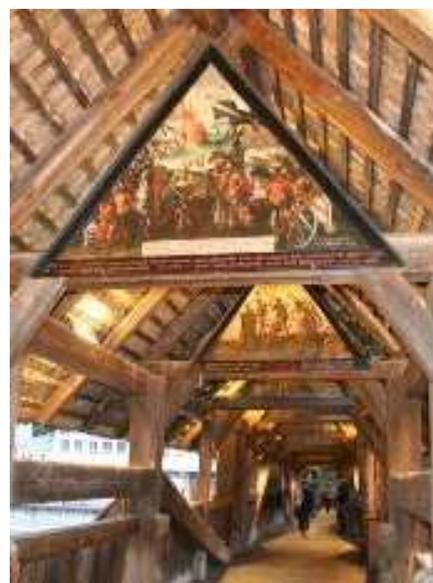
Longueur : 222m  
Trafic : piétons



Spreuerbrücke  
Suisse

Année : 1408 ; 1508  
Ville : Lucerne

Longueur : 81m  
Trafic : piétons



---

Pont sur la Simme  
Suisse

Année : 1989  
Ville : Wimmis

Portée : 27 + 25 + 27m  
Trafic : piétons

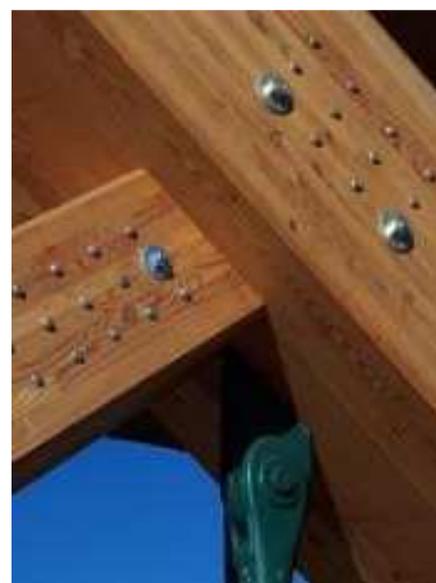


---

Staffenbrücke  
Autriche

Année : 2004  
Ville : Kossen

Portée : 50m  
Trafic : véhicules



Pont de Grosswilfersdorf  
Autriche

Année : 1994  
Ville : Freistritz

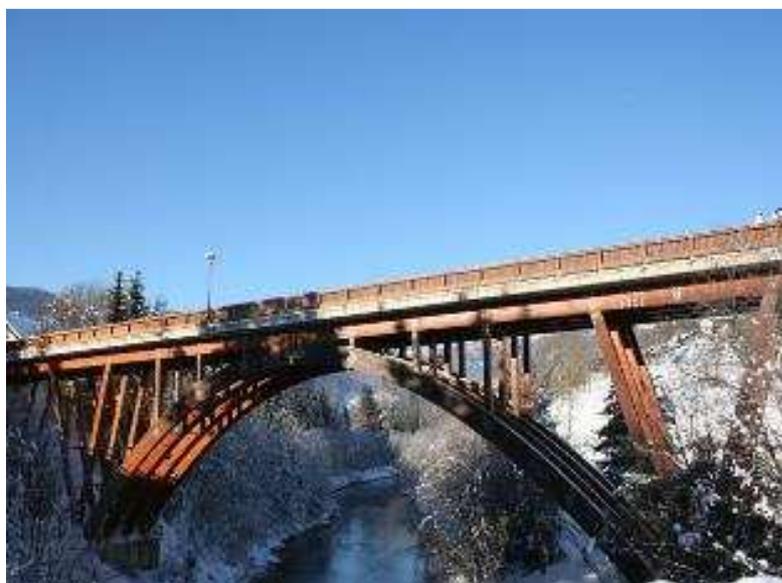
Portée : 22m  
Trafic : piétons



Pont sur la Mur  
Autriche

Année : 1993  
Ville : St Georgen

Portée : 20 + 45 + 20m  
Trafic : véhicules



Pont de Spielberg  
Autriche

Année : 1998  
Ville : Spielberg

Portée : 14m  
Trafic : véhicules



Pont sur le Rhin  
Allemagne / Suisse

Année : 1803  
Ville : Säckingen / Stein

Longueur : 205m  
Trafic : piétons



---

Pont sur le Neckar  
Allemagne

Année : 1988  
Ville : Remseck

Portée : 80m  
Trafic : piétons



---

Pont sur la Dahme  
Allemagne

Année : 1999  
Ville : Neiderlehme

Portée : 60m  
Trafic : piétons



---

Thalkirchenbrücke  
Allemagne

Année : 1991  
Ville : Munich

Longueur : 197m  
Trafic : véhicules



---

Passerelle sur la  
Numedalslågen, Norvège

Année : 2001  
Ville : Lardal

Portée : 90m  
Trafic : piétons



---

Passerelle Leonardo da Vinci,  
Norvège

Année : 2001  
Ville : Ås

Portée : 50m  
Trafic : piétons

