Pour l'emploi d'assemblages cloués dans les constructions en bois

Autor(en): **Calame, Jules**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **68 (1942)**

Heft 18

PDF erstellt am: **16.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-51818

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

68e année — 5 septembre 1942 — N° 18

BULLETIN TECHNIQUE
DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :
Suisse : 1 an, 13.50 francs
Etranger : 16 francs
Pour sociétaires :
Suisse : 1 an, 11 francs
Etranger : 13.50 francs
Prix du numéro : 75 centimes.
Pour les abonnements s'adresser à la librairie F. Rouge & Cie, à Lausanne.

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. Neeser, ingénieur, à Genève ; Vice-président : M. Imer, à Genève; secrétaire : J. Calame, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg :* MM. L. Hertling, architecte ; A. Rossier †, ingénieur ; *Vaud :* MM. F. Chenaux, ingénieur ; E. Elskes, ingénieur ; Epitaux, architecte ; E. Jost, architecte ; A. Paris, ingénieur ; Ch. Thévenaz, architecte ; *Genève :* MM. L. Archinard, ingénieur ; E. Odier, architecte ; *Neuchâtel :* MM. J. Béguin, architecte ; R. Guye, ingénieur ; A. Méan, ingénieur ; *Valais :* M. J. Dubuis, ingénieur ; A. de Kalbermatten, architecte.

Rédaction : D. Bonnard, ingénieur, Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Publicité :
TARIF DES ANNONCES
Le millimètre (larg. 47 mm.) 20 cts.
Tarif spécial pour fractions de pages.
Rabais pour annonces répétées.

ANNONCES-SUISSES S.A.
5, Rue Centrale,
LAUSANNE
& Succursales.

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE
A. Stucky, ingénieur, président ; M. Bridel ; G. Epitaux, architecte ; M. Imer.

SOMMAIRE : *Pour l'emploi d'assemblages cloués dans les constructions en bois*, par Jules Calame, ingénieur-conseil, à Genève. — *Société suisse des ingénieurs et des architectes : Extrait du procès-verbal de la troisième séance du Comité central du 3 juillet 1942 ; Assemblée générale des 22, 23 et 24 août 1942 à Schaffhouse.* — Nécrologie : *Louis Dénéréaz, ingénieur.* — Bibliographie. — Service de placement. — Documentation.

Pour l'emploi d'assemblages cloués dans les constructions en bois,

par JULES CALAME, ingénieur-conseil à Genève.

1. De quelques idées sur la construction en bois.

Dans une période où la pénurie des matériaux se fait de plus en plus sentir et où il est indiqué de construire (comme toujours d'ailleurs) selon les règles de l'économie, on en vient tout naturellement à examiner de plus près des modes de construction devant lesquels les habitudes prises ont laissé jusqu'ici trop de gens indifférents. Le bois, pour parler de lui, avait fait place, dans certaines conditions, soit à la construction métallique, soit même à la construction en béton armé et, quand on y est revenu par la force même des circonstances, ce fut souvent pour reprendre, dans la construction courante, les vieilles pratiques de la charpenterie, selon lesquelles la convenance prenait souvent le pas sur la raison.

Il est juste de dire qu'en revenant au bois, les ingénieurs se sont préoccupés depuis de nombreuses années de l'utiliser au mieux et l'on a vu la construction à treillis reprendre vie sous des formes nouvelles, aptes à donner satisfaction, dans une mesure intéressante, aux hypothèses qu'on met, tacitement ou non, à la base du calcul statique ; les nombreux systèmes de clavettes ou d'anneaux métalliques (Dübel) sans parler des boulons de serrage, ont permis de réaliser, dans bien des cas, un centrage et même une articulation des barres dont on fait en général trop peu de cas dans une charpente en bois d'architecte. Mais cette technique nouvelle a trait en général à des portées appréciables qui conduisent encore à adopter des sections ou des longueurs de bois nécessitant des tailles de choix.

Jusqu'ici on s'est trop peu soucié, il faut bien le reconnaître, de l'économie de l'ensemble du bois disponible, et la construction d'abris de protection n'a guère conduit, ces derniers temps, à une économie bien raisonnée !

Chacun prétend obtenir, dans des délais très courts, les sections les plus fortes, et l'on n'a pas su ou voulu pratiquer une politique qui permette de fournir à tout instant le bois sec, abattu et préparé à temps, séché à l'air — bois sans cœur ou bois de cœur — qui pourrait être utilisé souvent de façon plus rationnelle, en travaillant à la limite des contraintes admissibles que prescrivent les « normes provisoires » n° 111 de la S. I. A. pour le calcul, l'exécution et l'entretien des ouvrages en bois.

* * *

Il semble bien en outre qu'à part quelques rares exceptions, l'on n'ait pas envisagé jusqu'ici en Suisse romande la construction en bois par profils assemblés, si ce n'est dans la pratique des constructions en *bois collés*, du système Hetzer ou autre et il s'agit en général, dans ces systèmes, de *profils pleins* à lamelles parallèles, dans lesquels le collage des lamelles — la résistance de la colle étant en général supérieure à celle du bois lui-même — a pour but de retrouver le profil plein.

Dans un *assemblage par clouage*, l'idée est toute différente. Elle dérive en somme de la construction ou, plus exactement, de l'assemblage classique des « pièces composées ». Plutôt que de faire appel à un profil unique de dimensions exorbitantes ou d'imiter le treillis métallique à barres triangulées, on en vient à rechercher un mode d'assemblage par poutres et plateaux, dans lequel l'assemblage proprement dit est assuré par des pointes ou par des clous dont le nombre et le diamètre sont à proportionner à l'effort à transmettre. C'est, en somme, le mode de calcul élémentaire de la construction « rivée », mais en adoptant des règles de construction et d'assemblage qui conviennent typiquement au bois.

Il s'agit bien d'une mentalité nouvelle à acquérir (comme on a dû le faire, par exemple, dans la technique de l'assemblage soudé) et aussi d'une véritable libération vis-à-vis de certaines règles antiques dont plusieurs tiennent d'ailleurs d'un formalisme peu justifié. Dans l'assemblage par clous, on supprime délibérément les entailles et les saillants et, avant de clouer, on se borne à appliquer, les unes contre les autres, les faces aplanies de pièces régulières (de section constante d'un bout à l'autre), sans même qu'elles aient été rabotées. Le charpentier n'y trouvera plus peut-être toute la satisfaction d'un art empirique, et rien n'empêcherait d'ailleurs d'y revenir dans des jours meilleurs, si la méthode nouvelle se révélait insuffisante. Il s'agit pour l'instant de faire appel à l'économie, c'est-à-dire finalement à une ingéniosité et à un calcul raisonnable du bois strictement nécessaire, et ceci aussi n'est pas sans donner un attrait nouveau à un art quelque peu vieilli.

* * *

En rappelant, comme on le fait plus loin, certains modes de calcul usuels, valables en somme pour des formes purement géométriques dont on a fixé délibérément les contraintes admissibles, on ne prétend pas ignorer les caractéristiques du bois, dont on sait assez qu'il n'est pas *homogène*, mais faut-il s'en laisser imposer par cet argument essentiel pour utiliser mal ce produit organique dont les propriétés — au point de vue de la résistance et peut-être de la durée — sont évidemment d'un autre ordre que celles de l'acier le plus moderne ou même d'un béton réalisé selon toutes les règles d'une granulométrie rigoureuse et d'un dosage bien étudié ? Ne suffit-il pas, dans les tâches actuelles et sans quitter les règles saines de la sécurité, de savoir sur quoi l'on table et pourquoi l'on choisit les taux de contrainte qu'on admettra finalement, dans la construction en bois, sur la base d'hypothèses tout aussi bonnes à justifier que dans n'importe quel autre mode de construction ? Il suffira, comme en toute chose, d'avoir ces hypothèses présentes à l'esprit et de connaître les limites à l'intérieur desquelles il est prudent d'en faire état.

Il y a évidemment bois et bois et l'on admettra implicitement dans ce qui suit qu'il s'agit d'utiliser les espèces courantes de chez nous, et particulièrement le *bois de sapin sec* qui est le plus courant, ou alors le hêtre et le chêne, pour lesquels nos « normes provisoires » donnent quelques trop rares précisions.

Le domaine du bois de construction a fait l'objet, ces dernières années, de recherches étendues, particulièrement en Allemagne et en Suisse, que l'on ne peut plus ignorer [1]. Un grand pas en avant sera fait, pour l'économie générale du bois, du jour où l'on aura entrepris, non seulement de faire un choix, mais de classer les coupes selon la qualité du bois et selon les limites de sa résistance. Il deviendra possible alors et même intéressant d'approvisionner le bois abattu en coupes suffisantes. Un autre pas à franchir, qui devra l'être un jour aussi, est celui de la *normalisation* des profils courants, discipline sans laquelle il est difficile d'admettre que les scieries se prêteront à des coupes suffisantes pour assurer le séchage tant désiré.

On se demandera enfin si les profils assemblés par clouage ne constituent pas un produit de l'imagination, importé de la technique du rivet et qui, au bout d'un certain temps, selon l'état du bois, pourrait conduire à des mécomptes. Ne serait-ce pas sous cette apparente sagesse que l'on aime à cacher la crainte injustifiée qui a coutume de se dresser devant toute nouveauté, dans quelque domaine que ce soit ? Il n'est pas plus question ici qu'ailleurs de fermer les yeux devant la réalité. L'essentiel est d'observer, pour pouvoir au besoin corriger et améliorer, comme on l'a toujours fait dans toute technique à ses débuts.

2. Des avantages et des inconvénients des profils en bois assemblés.

Dans une remarquable publication résumant les résultats obtenus au Laboratoire d'essais de l'Ecole polytechnique de Karlsruhe, sur la base du programme étudié pendant plusieurs années par une commission de spécialistes, le professeur *E. Gaber* a donné, sous une forme lapidaire [2], quelques règles de construction des profils en bois assemblés qui satisfont aux propriétés essentielles du bois. Les charges à supporter étant connues, il importe en effet de pouvoir fixer rapidement le « profil composé » qui permettra d'assurer la résistance de la poutre.

A tenir pour convenables, dans les profils assemblés, les *contraintes maximum admissibles* prescrites actuellement par la S. I. A. dans l'hypothèse d'une exécution parfaite de l'ouvrage, on ferait travailler le bois :

[1] Rappelons notamment les publications suivantes :
— E. Staudacher : *Der Baustoff Holz*, Beiträge zur Kenntnis der Materialeigenschaften und der Konstruktionselemente, thèse E. P. F., Zurich 1936 ;
— les publications de la Communauté d'action « Lignum » (Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz) ;
— Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim V. D. I. ;
— F. Fonrobert : *Grundzüge des Holzbaues im Hochbau*, ein Leitfaden für Studium und Praxis. — Edit. W. Ernest und Sohn, Berlin.

[2] Prof. E. Gaber : *Sparsame Holzträger*. — V. D. I.-Verlag, Berlin 1940.

Dans la section entière de structure saine, de conifères, de hêtres ou de chênes, séchés à l'air	Contrainte max. admissible	
	Catégorie I	Catégorie II
à la flexion simple ou composée	100 kg/cm²	80 kg/cm²
à la traction axiale	100 »	80 »
à la compression :		
parallèlement aux fibres	75 »	60 »
perpendiculairement aux fibres,		
bois de sapin	15 »	12 »
hêtre ou chêne	35 »	30 »
au cisaillement	12 »	10 »
au flambage, en réduisant la contrainte de compression ci-dessus, parallèlement aux fibres, dans un rapport 1 : ω dans lequel ω lui-même est fonction de l'élancement $l : i$		
La catégorie I englobe les bâtiments (couverts) à surcharges fixes, les ponts de service, cintres et échafaudages ; la catégorie II, les ponts (couverts) et bâtiments (non couverts) à surcharges mobiles, ainsi que les ponts (non couverts) de caractère provisoire.		

Une première remarque s'impose : la section en bois *supporte parfaitement la comparaison avec une section de béton* ; on tolère même qu'elle supporte un effort plus grand par unité de surface du profil.

Au mètre courant, la poutre en bois est *beaucoup moins lourde*, deux et trois fois moins lourde que la poutre en béton de même section, selon *son degré d'humidité*, lequel joue un rôle prépondérant non seulement dans le poids spécifique, mais dans la résistance [1] ; les normes indiquent un poids spécifique des bois *humides* de

800 kg/m³ pour les bois tendres et 1100 kg/m³ pour les bois durs, poids qui peut s'abaisser, si le bois est bien sec, à une moyenne de

650 kg/m³ pour les bois tendres et 900 kg/m³ pour les bois durs. Il s'agit bien de poutres légères et pas plus encombrantes que celles de béton.

Comparé à l'acier, sommairement parlant et du point de vue bien spécial de la limite des contraintes admises, le bois est *plus encombrant* car, s'il est dix fois plus léger à l'unité de volume, sa résistance n'est que de l'ordre du $^1/_{12}{}^e$ au $^1/_{18}{}^e$ de celle de l'acier. Ce qui frappe immédiatement, c'est *la faible résistance du bois au cisaillement* et à la « compression perpendiculairement aux fibres ». La comparaison, entre l'acier et le bois, des contraintes admissibles au cisaillement et à la flexion donne la proportion suivante :

rapport	*pour l'acier :*	*pour le bois :*
$\tau_{adm} : \sigma_{adm}$	850 : 1400 kg/cm²	de 12 à 15 : 100 kg/cm²
(cisaillement	1000 : 1600 kg/cm²	soit *12 à 15* %
: flexion)	soit env. 60 %	*seulement*

Il faudra donc s'attendre à ne pas pouvoir réduire l'âme de profils en *bois assemblés* à une épaisseur qui les rendrait *fragiles à l'effort tranchant*, et c'est probablement en suivant les expériences courantes que l'on en est resté si longtemps aux sections pleines usuelles ; mais l'effort tranchant est souvent réduit à peu de chose au milieu de la portée et il est possible d'en tenir compte.

Dans les *profils en bois assemblés*, on verra cependant — à moins que les charges supportées soient minimes ou les portées dérisoires — qu'il est toujours *indispensable de vérifier la sollicitation à l'effort tranchant* dans le voisinage des appuis.

3. Equivalence des profils.

En matière de profils obtenus par assemblage de poutres et de planches, on voit d'emblée que ceux des figures 1 *a* et *b* ci-dessous sont équivalents, soit du point de vue du moment d'inertie J, soit du point de vue du moment résistant W, rapportés à l'axe neutre.

Il s'agit ici précisément de profils normalisés ; on remarquera la proportion adoptée, en fonction de la hauteur a de la poutre d'une membrure, pour tracer :

soit les âmes ou les joues latérales d'épaisseur $a : 4$ et de hauteur $n.a$

soit les semelles d'épaisseur $a : 4$ et de largeur $2a$

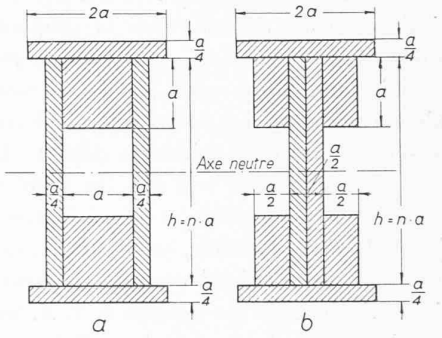

Fig. 1.

a étant choisi, toutes les dimensions du profil sont bien définies, qu'il s'agisse d'un *profil en caisson* ou d'un *profil en I*, à l'exception de la hauteur $h = n.a$, à laquelle vient s'ajouter, s'il y a lieu, l'épaisseur des semelles ; et l'on peut faire voir que la hauteur h qui donne le plus grand W, pour un a donné, a pour valeur :

$h = 6{,}67a$ dans le profil assemblé *sans* aucune semelle avec des caractéristiques $W = 8{,}6a^3$ et $J = 28{,}6a^4$

et $h = 7a$ dans le profil assemblé avec *une* semelle en haut et en bas, et les caractéristiques correspondantes : $W = 11{,}28a^3$ et $J = 39{,}48a^4$.

En comparant la hauteur de ce dernier profil avec celle d'un profil métallique soudé en acier courant Ac37 de profil minimum, au prorata des contraintes admissibles

$\sigma_{ac} : \sigma_{bois} = 1400 : 100$ kg/cm² et sur la base des modules d'élasticité respectifs $E_{ac} : E_{bois} = 2\,100\,000 : 100\,000$ kg/cm²,

la hauteur du profil en bois dépasse de 50 % la hauteur du profil en acier $h_{ac} = 1{,}5.h_{bois}$. La différence, pour

[1] Selon les normes S. I. A., figure 4, la résistance type 100 % correspond à un pourcentage d'humidité de 16,7 % (établi par rapport au poids du bois fraîchement abattu).

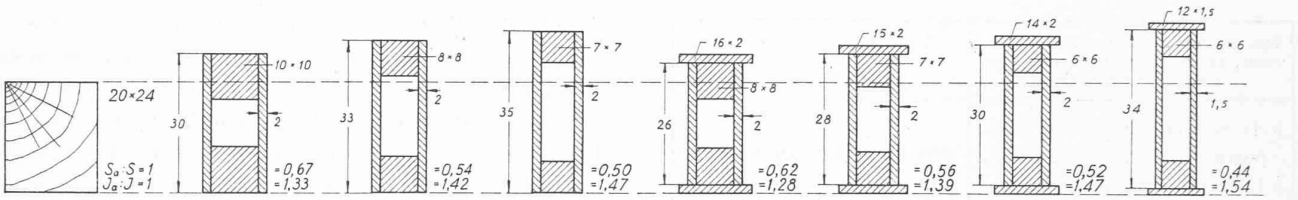

Fig. 2.

être sensible, demeure toutefois généralement dans une proportion acceptable.

* * *

En tablant ainsi, pour les membrures, sur des profils élémentaires équarris de dimensions successives 6×6, 7×7, 8×8 cm,... jusqu'à 12×12, 16×16, 18×18 cm, etc., il est dès lors possible d'établir toute une gamme de profils assemblés possédant le *même moment résistant* W mais pas, cela va de soi, le même moment d'inertie, lequel croît évidemment avec la hauteur, puisqu'on a chaque fois : $J = W . H : 2$.

Voici, à titre d'exemple (fig. 2), une série proposée par le professeur Gaber, pour remplacer le profil plein 20×24 cm par des profils en caisson, sans semelle ou avec une semelle, ayant tous un même $W = 2253$ cm³ et dans lesquels le rapport des sections de bois $S_a : S$ décroît et celui des moments d'inertie $J_a : J$ croît dans la proportion indiquée (les lettres sans indice se rapportant au profil plein et celles munies de l'indice a aux profils assemblés).

Rien n'empêche d'ailleurs, dans tel calcul concret, de quitter le schéma des dimensions de départ ; le schéma aura permis de s'approcher très vite du profil recherché pour réaliser le moment résistant W nécessaire.

Au sujet de la *flèche* possible, on observera en passant, que, *si un profil plein satisfait* par son moment d'inertie *à la condition de l'art. 29* des normes S. I. A. impliquant sous la surcharge totale, une flèche inférieure à 1 : 300 de la portée sur deux appuis libres, *tout profil assemblé qui en dérive* selon la loi de la figure 2, avec sa hauteur plus grande pour un même W, remplit la même condition *a fortiori*.

Il reste à contrôler la résistance au cisaillement et l'on verra mieux ce qui en est dans un exemple concret.

4. Calcul d'un profil en caisson.

Il s'agit d'un sommier, reposant sur deux appuis distants de 9,0 m, chargé uniformément à raison de 740 kg/m¹ surcharge fixe comprise, le poids du sommier lui-même (à raison de 800 kg/m³) représentant 50 kg/m¹. Le moment au milieu de la portée atteint ainsi :

$$M = 740 . 81 : 8 = 7310 \text{ mkg}$$

et l'effort tranchant maximum à l'appui :

$$A = B = \frac{1}{2} \cdot 740 \cdot 9 = 3330 \text{ kg.}$$

On a choisi le profil assemblé représenté sur la figure 3 $a = 10$, $n = 5$ dont le moment résistant a pour valeur

$$W = 7370 \text{ cm}^3$$

et la hauteur totale $H = 55$ cm, d'où, en chiffres ronds :

$$J = 7370 . 27{,}5 = 202700 \text{ cm}^4.$$

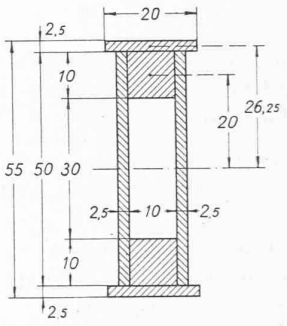

Fig. 3.

A la flexion simple, les fibres extrêmes subiraient ainsi la contrainte :

$$\sigma = 731\,000 : 7370 = \text{env. } 99 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

très voisine du maximum.

Quant à la flèche au milieu de la portée

$$f = 5ql^4 : 384\,JE$$

elle aurait pour valeur, en introduisant les unités kg et cm

pour $q = 7{,}4$ kg/cm¹ $\quad J = 202{,}7 \cdot 10^3$ cm⁴
$l = 9 . 10^2$ cm $\quad E = 10^5$ kg/cm²
$l^4 = 6561 \cdot 10^8$ cm⁴ $\quad 5 : 384 = 0{,}013$
$f = 0{,}013 \cdot 7{,}4 \cdot 6561 : 202{,}7 = 3{,}1$ cm

soit légèrement supérieure à la norme prescrite :

$$f_{adm} = l : 300 = 900 : 300 = 3{,}0 \text{ cm.}$$

Il est facile de corriger le profil en conséquence, en portant sa hauteur totale à 57 cm. On a dès lors, comme parts respectives des semelles, des membrures et des âmes dans le moment d'inertie, les termes successifs suivants (fig. 4) :

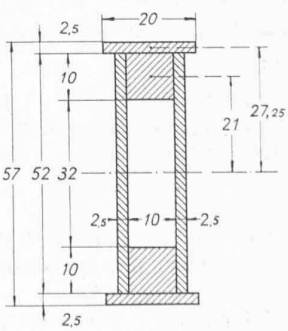

Fig. 4.

$$J = \frac{20}{12}(57^3 - 52^3) + \frac{10}{12}(52^3 - 32^3) + \frac{5}{12}52^3 =$$
$$= 74\,308 + 89\,867 + 58\,586 = 22\,2761 \text{ cm}^4$$

d'où $W = J : 28{,}5 = 7816 \text{ cm}^3 \quad \sigma = 93{,}5 < 100 \text{ kg/cm}^2$

et $\quad f = 3{,}1 \cdot 202{,}7 : 222{,}7 = 2{,}8 < f_{adm} = 3{,}0 \text{ cm}.$

* * *

Il reste à examiner la sollicitation subie *au cisaillement* et à calculer les assemblages en conséquence ; il faut le faire en tout cas dans trois régions du profil, à savoir :

dans les joues latérales, dans le plan de l'axe neutre ;

dans la surface horizontale de contact de la semelle et de la membrure ;

dans la surface verticale de contact d'une des joues et de la membrure.

a) *Cisaillement des joues* (ou de l'âme, s'il s'agit d'un profil en I).

La contrainte dans les joues à la hauteur de l'axe neutre a pour valeur :

$$\tau_1 = QS_1 : b_1 J$$

Q désignant l'effort tranchant dans la section considérée, maximum au droit de l'appui ;

S_1 le moment statique de toute la section utile du profil située au-dessus de l'axe neutre, moment pris par rapport à l'axe neutre ;

b_1 la largeur utile du profil dans la section de l'axe neutre ; elle se réduit à la largeur des deux joues (ou à celle de l'âme) ;

J le moment d'inertie du profil complet, pris par rapport à l'axe neutre ; toutes ces grandeurs exprimées en kg ou en cm.

On a, dans le cas particulier du profil de la figure 4 :

$S_1 = 50 \cdot 27{,}25 + 100 \cdot 21 + 5 \cdot 26 \cdot 13 = 1362 + 2100 + 1690 = 5152 \text{ cm}^3$

$J = 222\,761 \text{ cm}^4$

$b_1 = 2 \cdot 2{,}5 = 5$ cm dans la section de l'axe neutre, et par conséquent au droit d'un appui :

$\tau_1 = 3330 \cdot 5152 : 5 \cdot 222\,761 = 15{,}4 > 12 \text{ kg/cm}^2.$

La section choisie ne doit donc pas être laissée telle quelle, mais on peut facilement *la renforcer* en disposant des *montants* entre les membrures, destinés à transmettre l'effort tranchant, sans toutefois que ces montants écrasent les membrures, qui se voient ainsi sollicitées à la compression perpendiculairement à leurs fibres.

Traçons pour la demi-poutre le diagramme de l'effort tranchant (fig. 5) et convenons de transmettre celui-ci par des montants distants les uns des autres de $l : 10 = 0{,}90$ m, du moins partout où la contrainte dépasse (par sécurité) 9 kg/cm². La section des montants nécessaires est estimée dans le tableau suivant :

Section (fig. 5)	Q kg	τ_1 kg/cm²	A prendre par le montant kg/cm²	soit en kg	Section du montant	σ kg/cm²	Perpendiculairement aux membrures
A	3330	15,4	6,4	1390	10×10	13,9	< 15
1	2997	13,9	4,9	1060	10×8	13,3	< 15
2	2331	10,8	1,8	390	10×4	9,8	< 15
3	1665	7,7	(< 9 kg/cm²) ne nécessite plus de montant				
5	montant placé pour faciliter l'assemblage des planches à 45°						

Ainsi les planches des joues ne seront appelées nulle part à travailler au delà de $9 < 12$ kg/cm² au cisaillement.

b) *Assemblage des semelles* (soit la semelle inférieure, soit la supérieure).

Le cisaillement horizontal dans la surface de contact entre la semelle et la membrure peut s'exprimer d'emblée sur toute la largeur b_2 de la membrure en écrivant

$$T_2 = \tau_2 . b_2 = QS_2 : J$$

S_2 désignant alors le moment statique de la semelle seule par rapport à l'axe neutre, puisqu'on examine précisément le cisaillement sous la semelle.

Dans le profil de la figure 4, $S_2 = 50 . 27{,}25 = 1362 \text{ cm}^3$, de sorte que l'effort de cisaillement par unité de longueur de la membrure vaut, dans le premier tronçon de 90 cm à compter de l'appui, en moyenne :

$$T_2 = 2997 . 1362 : 222\,761 = 18{,}3 \text{ kg/cm}.$$

Pour fixer la semelle, de 2,5 cm d'épaisseur, sur la membrure, on choisira des clous [1] de 38/90, ayant — agissant à une coupe — une force portante de 52,5 kg par clou, ce qui obligerait à les placer sur une file à une distance d'au plus

$$e_1 = 52{,}5 : 18{,}3 = 2{,}87 \text{ cm}$$

ou, sur 2 files, à

$$e_2 = 2e_1 \leqq 5{,}75 \text{ cm}.$$

Pratiquement on alignera ces clous *en quinconce sur 2 files*, distantes l'une de l'autre de 4 cm — les clous étant placés, dans le sens de l'effort, à une distance de 5 cm les uns des autres ; ces chiffres sont acceptables pour tenir compte de *la règle des distances* qui demande d'avoir au moins :

[1] Voir plus loin sous 7 le tableau des clous normalisés ; un clou est caractérisé commercialement par les deux dimensions suivantes :
le diamètre du clou (ou de la pointe) *en dixièmes* de mm
la longueur du clou (ou de la pointe) en mm

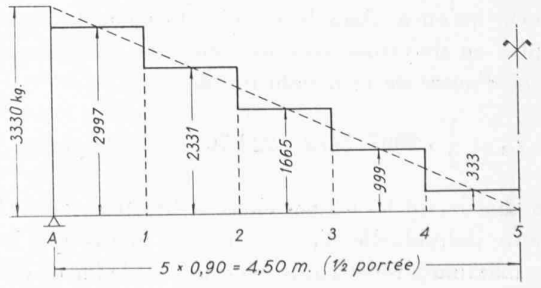

Fig. 5.

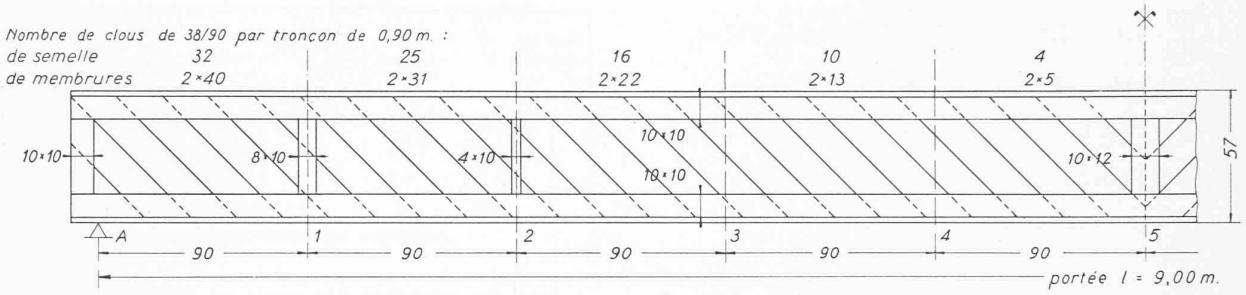

Fig. 6.

10 d entre clous de diamètre d ;
ici donc 5 cm $> 10d = 3{,}8$ cm
5 d entre files de clous ; ici 4 cm $> 5d$
et 5 d de la dernière file au bord de la poutre ;
ici 3 cm $> 5d$.

A remarquer qu'en adoptant la distance de 5 cm (au lieu de 5,75 cm) entre clous, on introduit dans ce cas une marge de 15 %, et l'on ne tient nullement compte d'une adhérence possible planche contre planche ; tout l'effort de cisaillement est supposé supporté par les clous.

L'on pourrait aussi désigner le nombre de clous nécessaires par m¹ de longueur de semelle en écrivant :

$$n = 100 : e_1 = 100 : 2{,}87 = 35 \text{ clous par m}^1$$

ou même, sur le premier tronçon de 90 cm :

$$n' = 90 : e_1 = 90 : 2{,}87 = 32 \text{ clous.}$$

Sur les tronçons suivants, le nombre n' s'établirait tout aussi facilement en proportion de l'effort tranchant, de sorte que finalement on peut compter pour clouer une semelle :

dans les tronçons	A-1	1-2	2-3	3-4	4-5
où Q moyen vaut	2997	2331	1665	999	333 kg
sur 90 cm de longueur :	32	25	16	10	4 clous

c) *Assemblages des joues.*

Le cisaillement vertical dans la surface de contact entre l'une des joues et la membrure peut s'exprimer tout aussi bien par unité de longueur de la membrure par

$$T_3 = \tau_3 \cdot b_3 = QS_3 : J$$

S_3 désignant le moment statique de la semelle et de la membrure :

$$S_3 = S_2 + 100 \,.\, 21 = 1362 + 2100 = 3462 \text{ cm}^3$$

de sorte qu'on a, dans le premier tronçon de 90 cm, à compter en moyenne avec un effort de cisaillement, de part et d'autre de la membrure, de

$$T_3 = \frac{1}{2} \cdot 2997 \,.\, 3462 : 222\,761 = 23{,}3 \text{ kg/cm.}$$

En choisissant les mêmes clous de 38/90 avec leur force portante individuelle $N_1 = 52{,}5$ kg, à une coupe, la distance maximum ressortirait, pour une seule file de clous, à

$$e_1 = 52{,}5 : 23{,}3 = 2{,}25 \text{ cm}$$

ou, pour deux files, à

$$e_2 = 2e_1 \leqq 4{,}5 \text{ cm.}$$

Pratiquement on alignera de nouveau les clous *en quinconce sur 2 files*, distantes l'une de l'autre de 4 cm — les clous étant situés à 4 cm les uns des autres $> 10d = 3{,}8$ cm.

La marge sur les clous est ainsi de 12 %, sans tenir compte de l'adhérence des bois ou alors, si l'on veut calculer le nombre de clous par tronçon de 90 cm il en faudrait, de part et d'autre de la membrure

$$n = 90 : e_1 = 90 : 2{,}25 = 40 \text{ clous}$$

dans le premier tronçon de 90 cm ; et ainsi de suite dans les tronçons successifs de part et d'autre d'une membrure :

dans les tronçons	A-1	1-2	2-3	3-4	4-5
où Q moyen vaut	2997	2331	1665	999	333 kg
sur 90 cm de longueur	40	31	22	13	5 clous

* * *

Si, au lieu de clous, on s'était proposé de *coller* les planches à la membrure, on voit que l'effort de cisaillement serait peu élevé puisqu'il comporterait, entre la membrure et l'une des joues (largeur d'adhérence $b_3 = 10$ cm), au maximum :

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} QS_3 : b_3 J = \frac{1}{2} \cdot 2997.3462 : 10.222\,761 = 2{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

On pourrait aussi se proposer de partager la résistance entre la colle et les clous ; interviendrait ici naturellement la question de la durée et de l'exposition de l'ouvrage c'est-à-dire, en plus, la question des qualités de la colle.

Les figures 6 et 7 montrent la réalisation du sommier calculé, sur la moitié de sa portée et dans un détail d'assemblage.

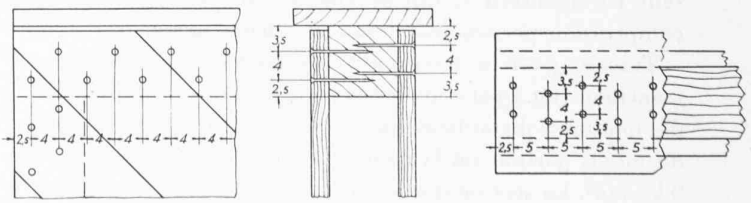

Fig. 7.

5. Calcul d'un profil en I.

Qu'on veuille bien confronter les figures 1*a* et *b*, on remarquera que les mêmes problèmes se posent et que les mêmes justifications sont nécessaires que dans le profil en caisson. Dans un profil en bois, l'âme n'est jamais trop robuste — dans la région de l'appui — et il paraîtrait naturel à première vue de l'établir *en planches doubles, croisées*, les unes étant alors tendues et les autres comprimées dans une même section ; ce qui ne faciliterait pas un assemblage cloué des unes aux autres. C'est pourquoi on a cherché aussi à réaliser l'âme *en « bois combiné »* et préparé à l'avance en double épaisseur, ce qui améliore l'unité de résistance de l'âme. Un autre inconvénient du profil en I, c'est que les clous d'assemblage des membrures doivent être plus forts et plus longs pour pouvoir traverser des bois plus épais, ce qui impose à ces bois des trous plus larges, notamment si l'on tend à réaliser des attaches à deux coupes, en faisant traverser par les clous toute l'épaisseur de la membrure.

Certains constructeurs préfèrent réaliser l'âme *en un seul bois épais* (plus épais même que les semelles) dans lequel τ_1 soit partout < 12 kg/cm² et ils évitent ainsi de le renforcer ; le clouage alors n'a lieu que pour les semelles, verticalement.

Il est certain qu'en prenant les précautions nécessaires lors de l'exécution, on peut arriver à réaliser des profils en I d'importance considérable dont le moment d'inertie, dans le cas de 3 semelles en haut et en bas, par exemple, et avec une base $a = 18$ cm (cfr. fig. 1*b*), atteint l'ordre de 6 à 8 millions de cm⁴ (c'est-à-dire 10 fois environ le J du plus grand profilé métallique $P.100$ à larges ailes).

6. Profils non symétriques.

Il semblerait qu'on y doive être conduit, dès qu'on atteint des dimensions appréciables, du seul fait déjà que (aux dires des taux officiels de la contrainte admissible) le bois des membrures serait moins résistant à la compression qu'à la traction ; on devrait alors chercher à exécuter la membrure supérieure plus épaisse que l'inférieure, ce qui remonterait la position de l'axe neutre et provoquerait la différence voulue des contraintes opposées. L'idée paraît bien juste, si l'on a affaire à *du bois de premier choix*.

Il faut remarquer toutefois que *le bois de moins bonne qualité*, caractérisé par la naissance de branches nombreuses ou la présence de la moëlle dans le profil est, en réalité, beaucoup *moins résistant à la traction qu'à la compression* ; les essais de Karlsruhe notamment l'ont prouvé. On aura soin dans ce cas de renforcer, au contraire, la zone tendue et de tolérer une contrainte moins forte à la traction qu'à la compression ; les normes allemandes en tiennent compte pour les bois de troisième qualité.

7. Du choix des clous (ou des pointes).

Leur qualité s'entend en acier étiré d'une résistance de 60 à 80 kg/mm², dont la limite d'élasticité atteint les 90 à 95 % de la charge de rupture. Il s'agit de plus de *proportionner le diamètre du clou utilisé à l'épaisseur des planches et poutres* qu'il s'agit d'assembler. A cet effet le « Fachausschuss für Holzfragen beim V. D. I. » a proposé la *normalisation des clous* et l'on a reproduit dans le tableau ci-dessous les grandeurs essentielles de clous qui entrent en ligne de compte, en fonction de l'épaisseur des bois à assembler, en indiquant la force portante N_1 d'un clou normal à une coupe (cette force est doublée ou triplée..., si la coupe est double ou triple...).

Epaisseur du bois (en *cm*)	2,0	2,4	2,6	3.0	3,5	4,0
Diamètre du clou (en *dixièmes* de *mm*) : Longueur du clou (en *mm*)	31/65	34/80	38/90	42/100	46/110	46/130
Force portante N_1 du clou en *kg* (à une coupe)	37,5	45	52,5	62,5	72,5	72,5

Cette série [1] d'ailleurs s'étend jusqu'à une épaisseur de bois de 8 cm pour laquelle des clous de 76/130 tiennent encore un effort tranchant de 185 kg chacun.

On admet, d'une manière générale, *pour un bois de qualité moyenne* le clou qui lui correspond dans le tableau ci-dessus, mais on pourra choisir le clou plus faible qui le précède, si le bois est *parfaitement sec*, et on fera bien de prendre, au contraire, le clou plus fort de la colonne suivante, si le bois est encore trop *fraîchement abattu*.

La résistance de l'assemblage augmente, d'une manière générale, avec le nombre des clous, toutefois la densité des clous ne doit pas dépasser une certaine mesure ; cette *densité* est définie par le nombre de cm² de la surface de contact des bois assemblés qui correspondent à 1 mm² de section du clou.

D'après les règles rappelées sous 4*b*), on voit que la plus forte densité de clous (de diamètre d) est de

$$10d \cdot 5d : \frac{1}{4}\pi d^2 = 64.$$

Quand il s'agit d'assembler *trois épaisseurs* de bois, on a obtenu de meilleurs résultats en enfonçant des clous à une coupe, de part et d'autre, dans l'épaisseur de deux bois, plutôt qu'en utilisant des clous à deux coupes tra-

[1] En vérifiant les taux admis dans ce tableau pour le calcul de la force portante on trouve que, selon le diamètre du clou et en abaissant les limites au fur et à mesure que la grosseur augmente, *le bois* est sollicité au maximum *à l'écrasement* entre 50 et 30 kg/cm² environ, et *le clou au cisaillement* entre 650 et 550 kg/cm², valeurs plutôt faibles qui se justifient du fait de la variété des matériaux à disposition.

versant les trois bois et qui paraîtraient à première vue réaliser une économie de métal ; la tête du clou n'existant d'ailleurs que d'un côté, il est indiqué en tous cas d'en faire bénéficier les deux faces de l'assemblage et de *clouer de part et d'autre.*

8. Conclusions.

L'examen de détail des assemblages en bois cloués et les résultats des essais systématiques auxquels ils ont été soumis montrent qu'il s'agit d'une technique qui mérite d'être prise en considération toutes les fois qu'on est à même d'utiliser en plus grande série des bois de section plus réduite et des planches disponibles. Il est certain qu'on peut ainsi dans une très grande mesure éviter les trop gros profils pleins et diminuer les déchets. Si le mode d'assemblage rappelle dans une certaine mesure celui de la petite menuiserie clouée, il s'agit bien, en définitive, *d'une charpente raisonnée et calculée*, utilisant des *bois non rabotés*, dégrossis à la cote d'épaisseur et simplement *maintenus en contact* les uns avec les autres par clouage. Si le profil en I laisse apparaître toute sa structure, celui en caisson, au contraire, la cache entièrement et peut être pourvu au besoin de tel revêtement qu'on voudra pour mettre en évidence la simplicité de ses lignes.

On a voulu donner ici un premier aperçu de cette technique particulière, qui suggère évidemment toutes sortes d'autres réalisations de poutres, d'arcs ou de cadres à hauteur constante ou variable. Par l'écartement des membrures, on se rapproche de la conception des systèmes triangulés, sans quitter toutefois — par la présence des joues ou de l'âme — la poutre à âme pleine. Quoi qu'il en soit d'ailleurs à cet égard, l'intérêt essentiel de la construction par assemblages cloués reste *l'économie substantielle du bois nécessaire* (dont la fig. 2 du texte chiffre l'importance par le rapport $S_a : S$ des sections des profils). A une époque où il devient nécessaire d'utiliser même ses réserves, il est désagréable de constater que, dans les profils pleins si couramment encore pratiqués sans beaucoup de discernement, la majeure partie de la section se repose pendant que les fibres extrêmes s'évertuent à supporter les plus grands efforts.

Genève, en juillet 1942.

SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

Extrait du procès-verbal de la troisième séance du Comité central du 3 juillet 1942.

1. *Etat nominatif.*

Admissions.

Par *voie de circulation du 8 juin au 2 juillet 1942* ont été admis :

			Section
Frei Adolf	Ing. mines	Frick	Bâle
Tanner, Hch.	Forestier cant.	Saint-Gall	Saint-Gall

Dans la *séance du Comité central du 3 juillet 1942 ont été admis :*

			Section
Hânni, Otto	Architecte	Baden	Argovie
Oswald, Joseph	Architecte	Bünzen	Argovie
Walser, Emil	Ing. civil	Berne	Berne
Gsell, Robert	Ing. méc.	Wabern-Berne	Berne
Kunz, Vladislas	Ing. électr.	Carouge	Genève
Turrettini, F. Dr h.c.	Ing. méc	Genève	Genève
Du Pasquier, Léo	Ing. électr.	Neuchâtel	Neuchâtel
Berchtold, Edwin	Ing. rural	Balgach	Saint-Gall
Béboux, Eugène	Architecte	Lausanne	Vaud
Hodel, Hans	Ing. civil	Lucerne	Waldstätte
v. Schumacher, Beat	Ing. civil	Lucerne	Waldstätte
Seiler, Otto	Ing. civil	Sarnen	Waldstätte
Diener, Walter	Ing. électr.	Lucerne	Waldstätte
Günther, W.-A.	Ing. électr.	Winterthour	Winterthour
Bridel, Philipp	Architecte	Zurich	Zurich
Kuhn, Rudolf	Architecte	Zurich	Zurich
Schindler, Gottfr.	Architecte	Zurich	Zurich
Schoch, Rudolf	Architecte	Küsnacht/Z.	Zurich
Schindler, Conrad	Ing. civil	Zurich	Zurich
Ruegg, Rudolf	Ing. méc.	Zurich	Zurich
Réadmission :			
Dubois, Max	Architecte	Zurich	Zurich
Décès :			
Schnurrenberger, J.	Ing. méc.	Berne	Berne
Rossier, Aimé	Ing. civil	Fribourg	Fribourg
Weibel, Charles	Architecte	Veyrier	Genève
Vallette, A. E.	Ing. méc.	Genève	Genève
Ghiringhelli, Andrea	Architecte	Osogna	Tessin
Chappuis, Georges	Ing. civil	Martigny-Ville	Vaud
Gull, G. Prof. Dr h.c.	Architecte	Zurich	Zurich
Korrodi, Heinrich	Ing. méc.	Zurich	Zurich

2. *Votation concernant les comptes 1941 et le budget 1942.*

Le Comité central constate que les comptes et le budget ont été admis à l'unanimité.

3. *Organisation de l'économie des matériaux de construction.*

Le Comité central prend connaissance des diverses démarches entreprises par une délégation auprès de la direction de l'Office de guerre de l'industrie et du travail. Le Comité central décide de continuer l'examen de ces questions de commun accord avec la Société suisse des entrepreneurs. De nouvelles propositions seront faites concernant l'organisation des mesures à prendre par les autorités.

Le Comité central décide d'accepter une invitation du V. D. I. à organiser un voyage d'étude en Allemagne pour y examiner l'organisation de l'économie des matériaux de construction. Les instances fédérales intéressées se feront représenter dans la délégation suisse, qui comprendra comme représentants de la S. I. A. le président et le secrétaire.

4. *Possibilités de travail.*

Le délégué du Conseil fédéral aux possibilités de travail a donné mandat à la S. I. A. de lui rédiger deux mémoires, l'un sur la *construction de logements pendant le temps de guerre* et l'autre sur la *normalisation dans la construction de logements.* La rédaction est en main des membres suivants de la S. I. A. : Construction de logements pendant le temps de guerre : H. Bernoulli, F. Gilliard, A. Kellermüller, architectes. Normalisation dans la construction de logements : A. Hässig et A. Hœchel, architectes. En outre, les membres suivants font encore partie de cette commission : H. Næf, architecte, président, Dr E. Fischer, de la Société suisse des entrepreneurs, Dr M. Iklé, suppléant du délégué du Conseil fédéral pour les possibilités de travail, G. Leuenberger, architecte, A.-H. Steiner, architecte et K. Straub, président de l'Union suisse pour l'amélioration du logement.

5. *Action pour la modernisation de l'hôtellerie.*

Cette action, préparée sous la direction de M. A. Meili, architecte, est financée.