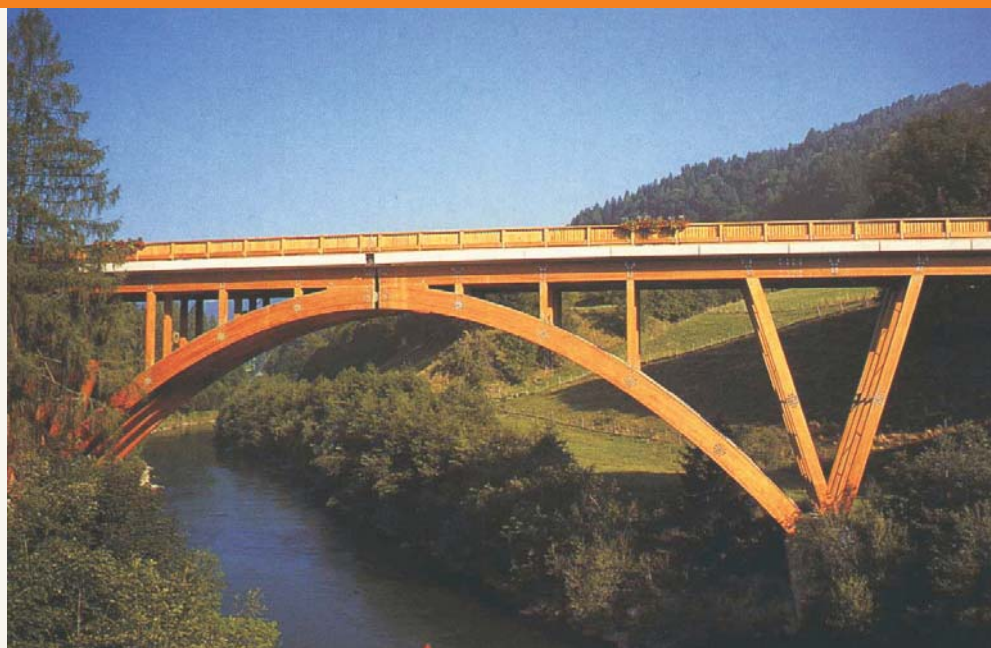


# PODREČZNIK 1

## Konstrukcje drewniane



Leonardo da Vinci Pilot Project  
CZ/06/B/F/PP/168007  
Educational Materials for Designing  
and Testing of Timber Structures



Education and Culture

Leonardo da Vinci



TEMTIS



Leonardo da Vinci

Podręcznik 1



Projekty Pilotażowe Leonardo da Vinci  
“Materiały edukacyjne do projektowania i badania konstrukcji drewnianych – TEMTIS”  
Podręcznik 1 – Konstrukcje drewniane

Ten projekt został zrealizowany przy wsparciu finansowym Komisji Europejskiej.  
Projekt lub publikacja odzwierciedlają jedynie stanowisko ich autora i Komisja Europejska  
nie ponosi odpowiedzialności za umieszczoną w nich zawartość merytoryczną.

© 2008 przez autorów rozdziałów

Wydanie pierwsze 2008

ISBN xxx-xxx xxxx



## SPIS TREŚCI

Przedmowa .....	VII
Rozdział 1 Petr KUKLÍK, Czech Technical University in Prague / CZ <b>Historia konstrukcji drewnianych</b> .....	1
Rozdział 2 Petr KUKLÍK, Czech Technical University in Prague / CZ <b>Właściwości drewna</b> .....	15
Rozdział 3 Manfred AUGUSTIN, Graz University of Technology / AT <b>Drewno konstrukcyjne</b> .....	28
Rozdział 4 Manfred AUGUSTIN, Graz University of Technology / AT <b>Kleje do drewna</b> .....	39
Rozdział 5 Kjell Arne MALO, Vanessa ANGST, Norwegian University of Science and Technologie / NO <b>Drewno klejone</b> .....	48
Rozdział 6 Manfred AUGUSTIN, Graz University of Technology / AT <b>Panele drewnopochodne</b> .....	63
Rozdział 7 Alois MATERNA, Antonín LOKAJ, Technical University of Ostrava / CZ <b>Projektowanie konstrukcji drewnianych</b> .....	100



Rozdział 8	Miroslav PREMROV, University of Maribor / SI	
	<b>Stany Graniczne Użytkowania</b> .....	110
Rozdział 9	Alois MATERNA, Antonín LOKAJ, Technical University of Ostrava / CZ	
	<b>Stany Graniczne Nośności – elementy konstrukcyjne</b> .....	119
Rozdział 10	Manfred AUGUSTIN, Graz University of Technology / AT	
	<b>Stany Graniczne Nośności – połączenia</b> .....	136
Rozdział 11	Miroslav PREMROV, Matjaz TAJNIK, University of Maribor / SI	
	<b>Płaskie konstrukcje drewniane</b> .....	158
Rozdział 12	Alois MATERNA, Antonín LOKAJ, Technical University of Ostrava / CZ	
	<b>Przestrzenne konstrukcje drewniane</b> .....	170
Rozdział 13	Miroslav PREMROV, University of Maribor / SI	
	<b>Drewniane domy szkieletowe</b> .....	180
Rozdział 14	Anders Søvsø HANSEN, VIA University College / DK	
	<b>Stężenia budynków drewnianych</b> .....	199
Rozdział 15	Kolbein BELL, Norwegian University of Science and Technology / NO	
	<b>Mosty drewniane</b> .....	209
Rozdział 16	Andrzej MARYNOWICZ, Opole University of Technology / PL	
	<b>Trwałość konstrukcji drewnianych</b> .....	229
Rozdział 17	Petr KUKLÍK, Czech Technical University in Prague / CZ	
	<b>Odporność ogniowa konstrukcji</b> .....	235
Rozdział 18	Andrzej MARYNOWICZ, Opole University of Technology / PL	
	<b>Konstrukcje drewniane w środowiskach agresywnych</b> .....	242





Leonardo da Vinci

Podręcznik 1



## LISTA WSPÓŁAUTORÓW

(w kolejności alfabetycznej)

- |                     |   |
|---------------------|---|
| Vanessa ANGST       | Norwegian University of Science and Technology<br>Department of Structural Engineering<br>Rich. Birkelands vei 1a, N0-7491 Trondheim<br>vanessa.angst-nicollier@ntnu.no<br><a href="http://www.ntnu.no">http://www.ntnu.no</a>                                  |
| Manfred AUGUSTIN    | Graz University of Technology<br>Institute of Timber Engineering and Wood Technology<br>Inffeldgasse 24, A-8010 Graz<br>manfred.augustin@lignum.tugraz.at<br><a href="http://www.lignum.at">http://www.lignum.at</a>  |
| Kolbein BELL        | Norwegian University of Science and Technology<br>Department of Structural Engineering<br>Rich. Birkelands vei 1a, N0-7491 Trondheim<br>kolbein.bell@ntnu.no<br><a href="http://www.ntnu.no">http://www.ntnu.no</a>   |
| Anders Søvsø HANSEN | VIA University College<br>School of Technology and Business<br>Chr. M. Østergaards Vej 4, DK-8700 Horsens<br>ash@viauc.dk<br><a href="http://www.viauc.dk">http://www.viauc.dk</a>  |
| Petr KUKLÍK         | Czech Technical University in Prague<br>Faculty of Civil Engineering<br>Department of Steel and Timber Structures<br>Thákurova 7, CZ-166 29 Prague 6<br>kuklik@fsv.cvut.cz<br><a href="http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz">http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz</a> |



Leonardo da Vinci

## Podręcznik 1



Antonín LOKAJ	VŠB – Technical University of Ostrava Faculty of Civil Engineering L. Podéště 1875, CZ-708 33 Ostrava antonin.lokaj@vsb.cz <a href="http://www.fast.vsb.cz">http://www.fast.vsb.cz</a>
Kjell Arne MALO	Norwegian University of Science and Technology Department of Structural Engineering Rich. Birkelands vei 1a, NO-7491 Trondheim kjell.malo@ntnu.no <a href="http://www.ntnu.no">http://www.ntnu.no</a>
Andrzej MARYNOWICZ	Opole University of Technology Faculty of Civil Engineering Katowicka 48, PL- 45-061 Opole a.marynowicz@po.opole.pl <a href="http://kfm.po.opole.pl">http://kfm.po.opole.pl</a>
Alois MATERNA	VŠB – Technical University of Ostrava Department of Civil Engineering L. Podéště 1875, CZ-708 33 Ostrava alouis.materna@vsb.cz <a href="http://www.fast.vsb.cz">http://www.fast.vsb.cz</a>
Miroslav PREMROV	University of Maribor Faculty of Civil Engineering Smetanova ulica 17, SI-2000 Maribor miroslav.premrov@uni-mb.si <a href="http://www.fg.uni-mb.si/">http://www.fg.uni-mb.si/</a>
Matjaz TAJNIK	University of Maribor Faculty of Civil Engineering Smetanova ulica 17, SI-2000 Maribor matjaz.tajnik@uni-mb.si <a href="http://www.fg.uni-mb.si/">http://www.fg.uni-mb.si/</a>



## PRZEDMOWA

Drewno jako materiał budowlany ma wiele doskonałych właściwości: duży stosunek wytrzymałości do ciężaru, może być łatwo kształtowane i łączone, jest łatwo osiągalne dla człowieka, a po za tym przyjazne dla środowiska i korzystne ze względów estetycznych. Jednakże, drewno posiada również właściwości, które mogą powodować problemy: jego właściwości mechaniczne wykazują się dużą zmiennością, zależną przy tym od zawilgocenia i czasu trwania obciążenia. Drewno jest materiałem silnie anizotropowym, a jego wytrzymałość i sztywność w kierunku prostym do włókien jest znacznie niższa niż w kierunku włókien, jak również skurcz i pęcznienie przy zmiennej wilgotności w kierunku prostym do włókien naraża je często na spękania. Poza tym, drewno jest materiałem palnym, jak również wrażliwym na ataki owadów i grzybów. Ten drugi czynnik, zależny silnie od zawilgocenia, ma istotny wpływ na trwałość konstrukcji drewnianych. Wszystkie te zagadnienia, związane z drewnem i konstrukcjami drewnianymi, generują wiele interesujących zagadnień inżynierskich, powodując jednak czasem sceptyczne zachowanie potencjalnych użytkowników.

Zasadniczym celem projektu TEMTIS, nie tylko tego podręcznika, jest przezwycięzenie tego sceptycyzmu, a także ukazanie jak można, wykorzystując właściwą wiedzę, budować funkcjonalne, ekonomiczne i trwałe budowle i budynki różnych kształtów i typów, również w połączeniu z konstrukcjami stalowymi i żelbetowymi. Wieki doświadczeń w stosowaniu drewna jako materiału budowlanego, w połączeniu z intensywnym rozwojem nauki, pozwoliły wykształcić bezpieczne metody konstruowania, jak i poznać granice jego stosowania. Kluczem jest tutaj wiedza i umiejętności w całym cyklu: od drwa, poprzez projektanta, do wykonawcy konstrukcji.

Celem Projektu Pilotażowego Leonardo da Vinci "Materiały edukacyjne do projektowania i testowania konstrukcji drewnianych" – w skrócie "TEMTIS" – współfinansowanego przez Komisję Europejską, jest rozpropagowanie wiedzy szeregu specjalistów poprzez zestaw starannie wybranych materiałów edukacyjnych. Adresowane są one głównie do studentów, przyszłych architektów i konstruktorów, jak również jako uzupełnienie wiedzy szerokiej rzeszy inżynierów i innych osób zainteresowanych inżynierią i technologią drewnianą. Ma to docelowo służyć wznoszeniu bezpiecznych, trwałych i niezawodnych konstrukcji budowlanych.



Oprócz dość pełnej dokumentacji konstrukcji drewnianych wzniesionych z powodzeniem, zaprezentowany jako "przypadki studyjne", oraz baza danych interesujących budynków drewnianych, dwa tak zwane "Podręczniki" składają się na istotę tego projektu. Podczas gdy "Podręcznik 1" dotyczy podstaw technologii drewna i inżynierii drzewnej oraz przedstawia przegląd różnych tematów, "Podręcznik 2" kładzie nacisk na przepisy i specyfikacje Eurokodu 5 (EC5). Norma ta będzie w przyszłości podstawą do projektowania i wznoszenia konstrukcji drewnianych w Europie. Oprócz tego, procedury projektowe EC5 są zilustrowane przez kilka charakterystycznych przykładów.

"Podręcznik 1" daje w Rozdziale 1 krótki przegląd historii konstrukcji drewnianych. Rozdział 2 dotyczy właściwości drewna, a Rozdział 3 informuje o faktach dotyczących drewna konstrukcyjnego - zasadniczego produktu do celów inżynierii. Aby otrzymywać elementy o dużych wymiarach, drewniane części muszą zostać powiązane za pomocą klejów (Rozdział 4). To umożliwi produkcję najważniejszego drewnianego produktu inżynierskiego - drewna klejonego (glulamu) (Rozdział 5) i paneli drewnopochodnych (Rozdział 6). Rozdziały 7-10 streszczają podstawy projektowania konstrukcji drewnianej. Rozdział 7 daje przegląd kwestii ogólnych i szczególnych faktów związanych z procesem weryfikacji z konstrukcji drewnianych. Głównym tematem Rozdziału 8 jest zachowanie konstrukcji drewnianych w stanie granicznym użyteczności (SGU), podczas gdy następnymi dwoma rozdziałami dotyczą aspektów stanów granicznych nośności (ULS) dla przekrojów i elementów (Rozdział 9) oraz połączeń (Rozdział 10). Rozdziały 11-15 zawierają podstawy i przydatne informacje na temat płaskich (Rozdział 11) i przestrzennych (Rozdział 12) konstrukcji drewnianych, drewniany domów szkieletowych (Rozdział 13), stężeń (Rozdział 14) i drewnianych mostów (Rozdział 15). W dalszych rozdziałach ważne pytania o wytrzymałość (Rozdział 16), ogniotrwałość (Rozdział 17) i właściwości drewna w agresywnych środowiskach (Rozdział 18) są opisane i przedyskutowane.

Jest pragnieniem i nadzieją wszystkich osób zaangażowanych w przygotowywanie Podręcznika 1, że publikacja ta dostarczy studentom i profesjonalistom w architekturze i inżynierii wodno-łądowej trwałą podstawę do projektowania i zrozumienia niezawodnych, oszczędnych i solidnych konstrukcji drewnianych. Mamy również nadzieję, że podręcznik ten może promować jakość drewnianych budynków i podnieść wykorzystanie tego wyjątkowego i zrównoważonego materiału w przyszłości.

Na zakończenie, koordynator zadania WP3 - Podręcznik 1, pragnie wyrazić podziękowania wszystkim współautorom (patrz załączona lista) i wszystkim niewymienionym "pomocnym dłoniom", za ich ogromny wysiłek. Szczególne podziękowania idą do pani Marceli ZAHNAŠOVEJ, Uniwersytet Ostrava / Republika Czeska, za jej niezrównaną pracę administracyjną i cierpliwość do partnerów podczas tego projektu, oraz do Mr. E.V. MÜLLER, University College Vitus Bering / Dania dla sprawdzenia językowe (wersji angielskiej-przyp.tłum) tego podręcznika.

M. AUGUSTIN  
Graz, wrzesień 2008



Rozdział 1

## HISTORIA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

### 1 Wstęp

Drewno było dostępne jako materiał konstrukcyjny dla większości społeczeństw odkąd rodzaj ludzki zaczął budować prymitywne schronienia na początku cywilizacji. Rozmaitość rodzajów drzewa egzystuje i większość stref klimatycznych ma co najmniej jeden, który przystosował się do przeważających warunków w tym obszarze. Dzięki temu drewno jest ogólnie dostępne w większości zamieszkałych regionach świata. Historia i rozwój konstrukcji drewnianych jest obszernym tematem. Drewno było używane w konstrukcji budynków, mostów, mechanizmów, maszyn wojennych, budowli inżynierskich, łodzi, itp., odkąd ludzkość nauczyła się tworzyć narzędzia. Tu to tylko jest możliwe, by dać jakieś przykłady, ogólnie ogranicza do domów i łączy mostem, by zilustrować ten rozwój. Te przykłady będą ograniczone do europejskiego doświadczenia.

### 2 Domy szkieletowe

Następujący dział zajmuje się domami o konstrukcji drewnianej typowymi dla południowej, północnej, zachodniej i wschodniej Europy.

#### 2.1 Najstarsze szałas

Pierwotny człowiek - *Homo sapiens neanderthalensis* (120 000-40 000 p.n.e.) żył nie tylko w jaskiniach, lecz także w prymitywnych schronieniach. Szalasy, na planie koła, skonstruowane przez pierwotnego człowieka były zrobione z gałęzi drzewa (Rys. 1) przeplatanych liściastymi gałązkami albo pokryte trawą.

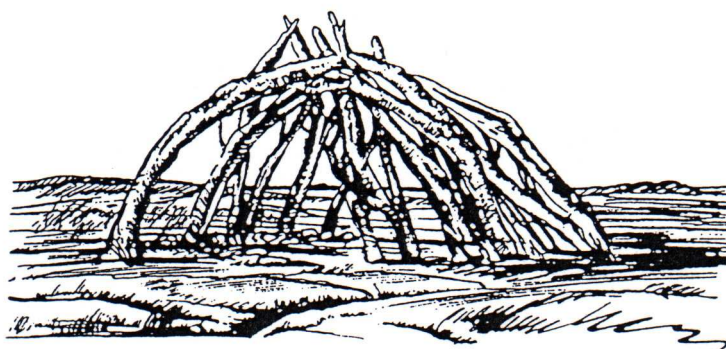


Fig. 1 Szkielet szałas człowieka pierwotnego (120 000 – 40 000 p.n.e.)



Europejski człowiek pierwotny - *Homo sapiens neanderthalensis* - prawdopodobnie wymarł podczas ostatniego okresu lodowcowego, kiedy *homo sapiens fossilis* (40 000-10 000 p.n.e.), potomek *homo sapiens neanderthalensis*, przyszedł do Europy z sąsiednich kontynentów. Schronienia skonstruowane przez *homo sapiens fossilis* były zbudowane z gałęzi drzewa pokrytych liśćmi. Schronienia te były stosunkowo duże. Na Morawach archeolodzy odkryli pozostałości schronień (szałasów) o wymiarach podłogi do 15m x 9 m, zbudowanych zazwyczaj na planie eliptycznym. Rekonstrukcja jednego z trzech szałasów odkrytych w Ostrawie pokazana jest na Rys. 2. Długość tego szałasów wynosiła około 7 m.

## 2.2 Pierwsze domy szkieletowe

Pierwsze domy o konstrukcji drewnianej zostały skonstruowane przez pierwszych rolników między 4 500 a 3 000 rokiem p.n.e. Trwałość tych domów zazwyczaj nie przekraczała dwudziestu lat. Ponieważ pierwsi rolnicy nie znali dobrze kształtowania konstrukcyjnego to napotkali wiele problemów, szczególnie z kratownicami i stężeniami. Na dodatek, nie znali dobrze sztuki stolarskiej. Niemniej, konstruowali tzw. długie domy. Rekonstrukcja takiego domu jest zilustrowana na Rys.3.

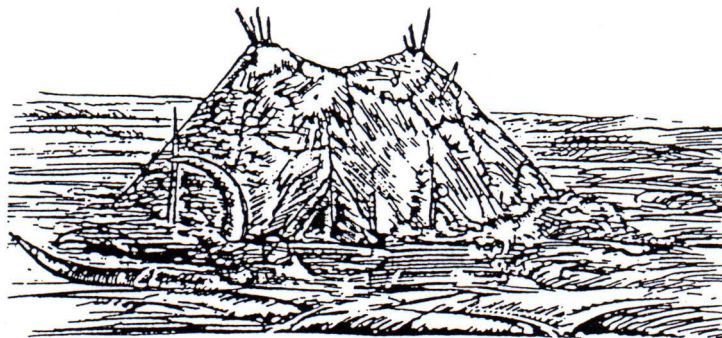


Fig. 2 Szałas ludzi pierwotnych (40 000 – 10 000 p.n.e.)

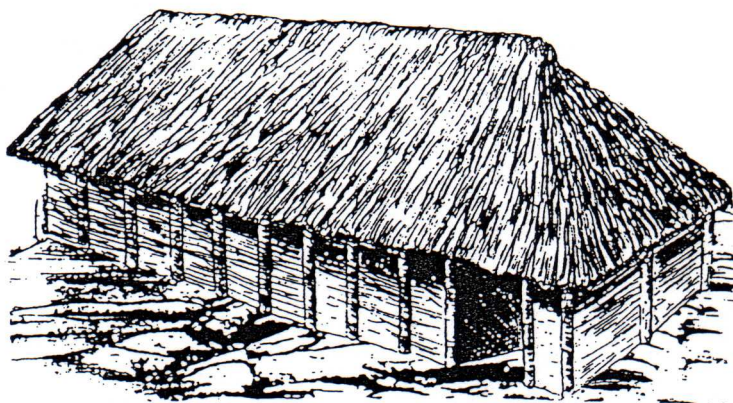


Fig. 3 Długi dom (4 500 p.n.e.)

Konstrukcja wszystkich długich domów była taka sama. Szerokość, wahająca się od 5,5m do 7m, była określona przez możliwości konstrukcyjne. Różnica była tylko w długości, która zmieniała się od 20m do 45m. Tylony szczyt długiego domu zazwyczaj był skierowany na północ albo w kierunku przeważających wiatrów.

Długie domy zazwyczaj były konstruowane na łagodnym nachyleniu, z częścią dla zwierząt skierowaną w dół stoku. Nie miały okien ponieważ pierwsi rolnicy nie znali zbyt dobrze konstrukcji i nie mieli szkła albo jakiegokolwiek podobnego materiału.

Konstrukcja długiego domu była ustawiona na pięciu dźwiżach ustawionych na gruncie. Dźwiżce podpierały płatywie dźwigające krokwie.

Zewnętrzne krawędzie dźwiżyc były obłożone gałęziami z liśćmi, które były obłożone gliną. Dachy prawdopodobnie zostały pokryte przez turzyce. Rzut długich domów odkrytych przez archeologów 30-40 cm pod ziemią we wsi Bylany jest pokazany na Rys. 4.

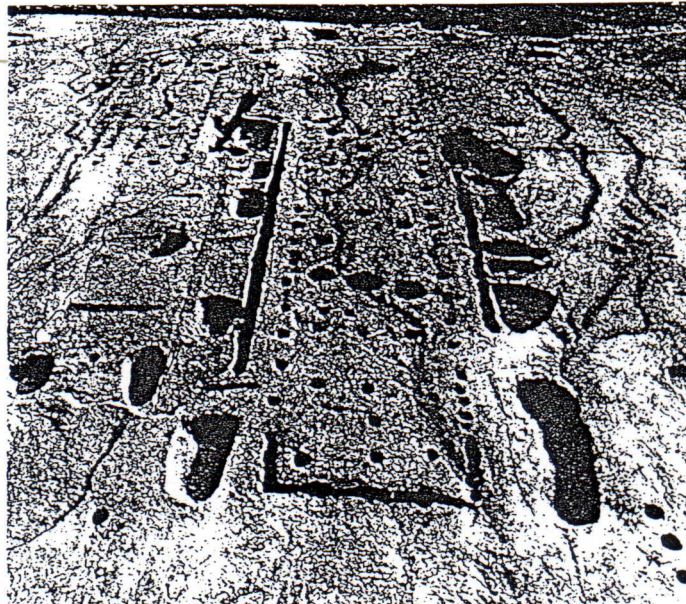


Fig. 4 Rzut podłogi długiego domu we wiosce Bylany (4 500 p.n.e.)

Rzut ukazuje sieć wgłębień, które wskazują pozycję dźwiżyc i palenisk. Poza domami znaleziono wykopy z których brano glinę dla smarowania ścian. To duże wykopy były później używane jako śmietnisko.

3 000 lat p.n.e. długie domy konstruowane przez rolników miały bardzo podobną konstrukcję jak te pierwszych rolników, tyle że plan tych nowszych stał się nieco trapezoidalny (Rys. 5).



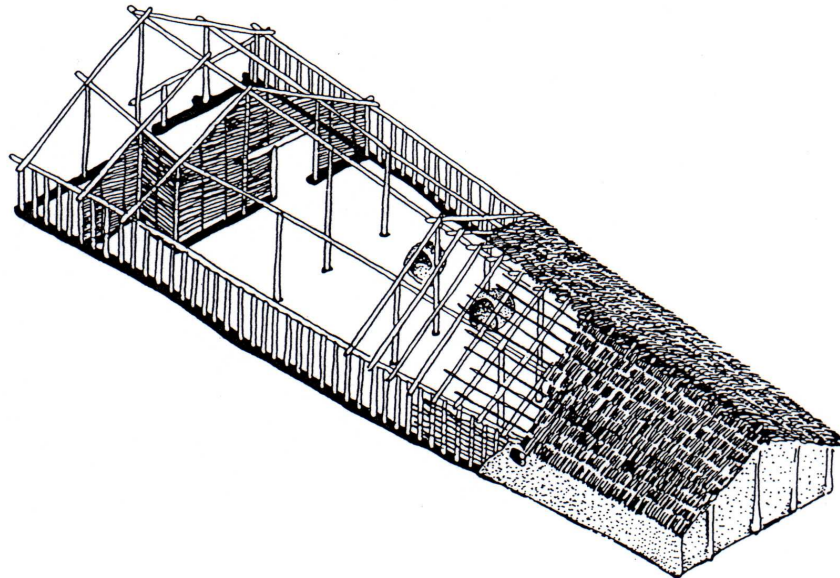


Fig. 5 Długi dom (3 000 p.n.e.)

W 400 p.n.e., Celtowie zamieszkiwali teren Europy Środkowej. Jedno z plemion dało swoje imię prowincji Czech, Boiohaemum (Bohemia). Domy konstruowane przez Celtów były jasne z kamiennym cokołem. Rekonstrukcja domu ze środkowej części celtyckiej twierdzy, odkryty przez archeologów w Hrazany, jest pokazany na Rys. 6.

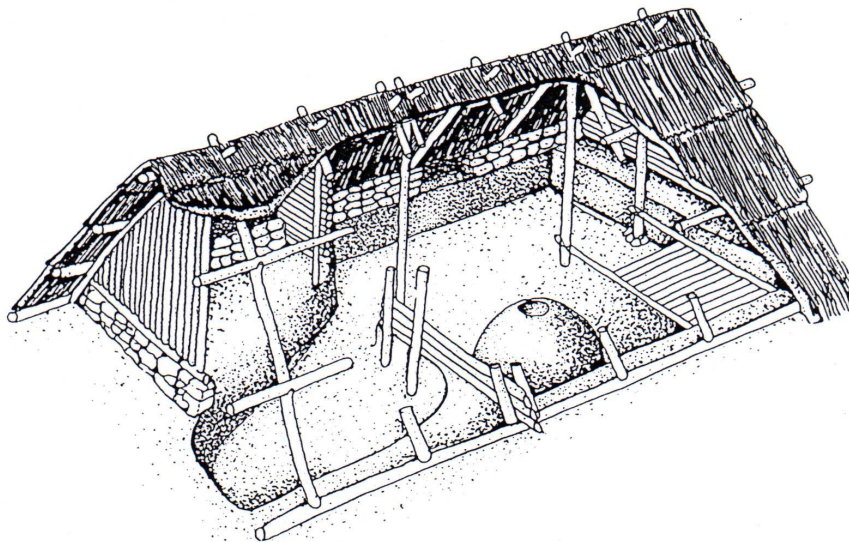


Fig. 6 Dom Celtów (400 p.n.e.)

Ten typ domów był stosowany w centralnej i środkowej Europie przez wieki.





Za czasach cesarstwa rzymskiego, Teutoni zajmowali głównie tereny Europy Środkowej.

Domy skonstruowane przez nich były prymitywne i małe. Wymiary rzutów miały od około 5x6m lub 4x5m. Rekonstrukcja tego typu domu jest pokazana na Rys. 7.



Fig. 7 Dom Teutonów (0 – 500 n.e.)

Między 400 a 550 rokiem p.n.e., pierwsi Słowianie przyszli na tereny Europy Środkowej. Domy konstruowane przez Słowian były takie same jak te konstruowane przez Celtów. Na początku wieków średnich, ten typ domu stopniowo został zastąpiony przez dom z bali, szczególnie w miastach. Na wsi ten typ domu został później wprowadzony.

Od wieku 13-go wzwyż, domy miejskie były inne niż na wsi.

### 2.3 Domy wiejskie

Między 13-ym a 15-ym wiekiem, powstawała wiejska architektura, i w tej formie istniała do dziewiętnastego wieku.

Między 13-ym a 15-ym wiekiem, architektura wiejska przybrała różne formy regionalne (Rys. 8). Materiały tradycyjnie używane w tym czasie to drewno, kamień i glina.

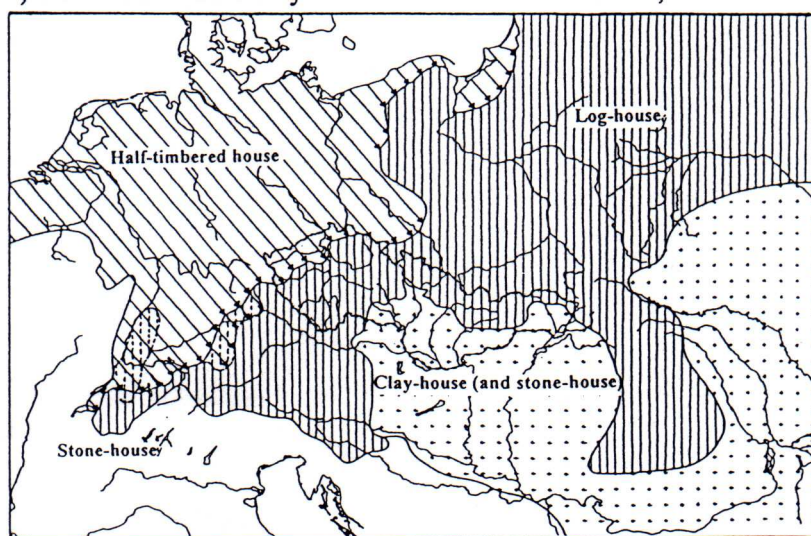


Fig. 8 Podstawowe typy budynków wiejskich

Kamień był głównie używany na fundamenty i konstrukcje podziemne. Kamień był również używany do ścian od czasu gdy palenisko zostało przestawione od centrum komnaty na jej brzeg.

Glina zaczęła być stosowana jako materiał konstrukcyjny w wieku 15-ym.

W gęsto zalesionych regionach centralnej i wschodniej Europy, rozwinęła się inna technika budowania domów, oparta na prawie nieograniczonych zasobach bali drewnianych (w przeważającej mierze okrągłych), w której zazwyczaj były ułożone poziomo jeden na drugim, tworząc ściany. Stabilność konstrukcyjna była zapewniona przez wzajemne nacinanie bali narożnych (Rys. 9).

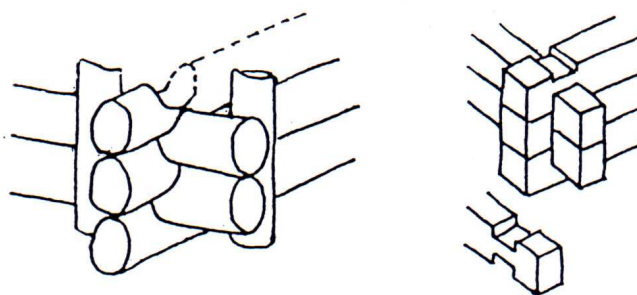


Fig. 9 Detale narożników domów z bali

Dowody wykorzystania techniki nacinania datowane są na epokę kamienia.

W Europie Zachodniej, rozwinęły się bardziej wyrafinowane warianty połączenia - na jaskółczy ogon (Rys. 10)

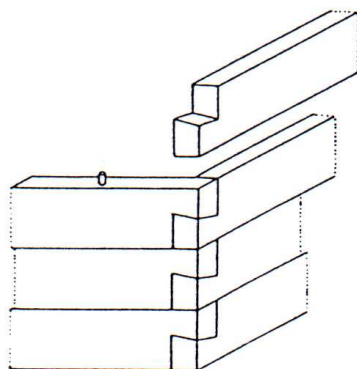


Fig. 10 Połączenia na jaskółczy ogon

W Europie Zachodniej i niektórych częściach Europy Środkowej, rozwinięto domy z tzw. pruskiego muru, z krótkimi balami (Rys. 11). Niedrogie materiały lokalne (głównie glina) były używane jako wypełnienie.



Fig. 11 Mur pruski

Ta technika była rozwijana w Niemczech w wieku 12-ym i, początkowo, była używana w domach miejskich. Od początku wieku 15-ego technika ta była również używana w domach wiejskich.

Czasami, konstrukcja domu była połączeniem domu z bali i domu z pruskiego muru.



Konstrukcje dachowe domów wiejskich były bardzo proste, zależnie od obciążenia śniegiem. Stężenie było konstruowane tylko w kierunku podłużnym (Rys. 12)

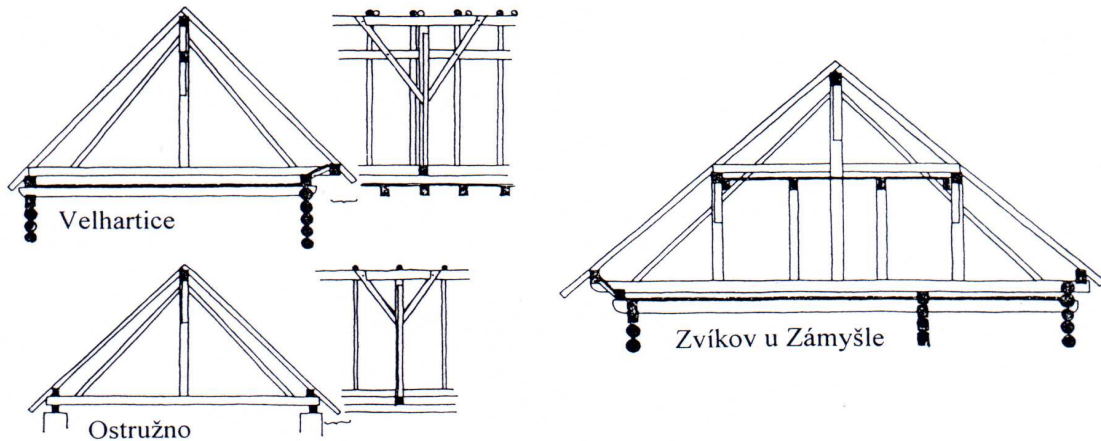


Fig. 12 Konstrukcje dachowe

## 2.4 Domy miejskie

W czasie wieku 12ego i 13ego, chata z bali była powszechnie budowana w miastach Europy Środkowej. W odróżnieniu od domu wiejskiego, było tam przejście prowadzące na podwórko.

Od wieku 14go, kamień i cegła były stosowane jako materiały konstrukcyjne do budowy domów w miastach. Głównym powodem ich rozprzestrzeniania była ogniotrwałość tych materiałów. Konstrukcje podłóg domów miejskich były wykonywane z drewna do wieku 16go. Konstrukcje te są wykazane na Rys. 13.

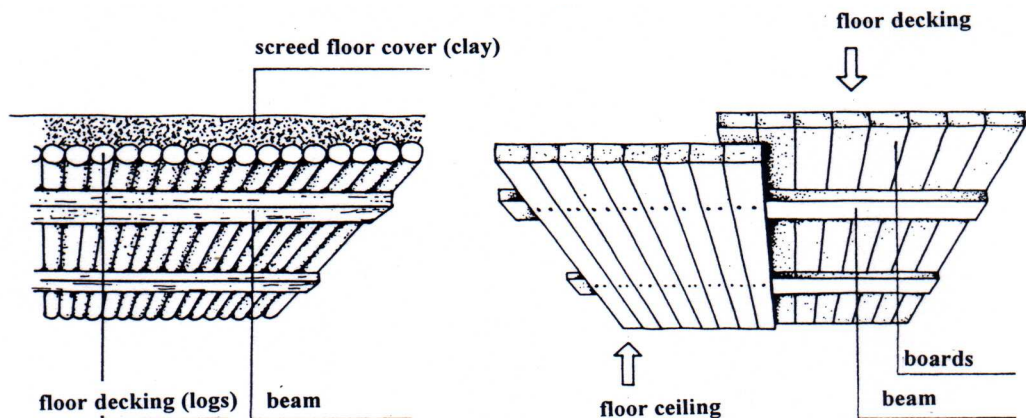


Fig. 13 Konstrukcje podłóg

Konstrukcje dachowe są budowane z drewna aż do dzisiaj. Niepalne pokrycie dachowe jest stosowane od wieku 14go.

Rozwój miejskich domów był bardziej specyficzny niż domów wiejskich. Jednym z powodów była kolonizacja miast przez ludzi z innych części Europy. Układy domów były zazwyczaj prostokątne z wymiarami w planie 10m x 30m. Uproszczony rozwój domów łączonych, od wieku 12go do wieku 15go, jest pokazany na Rys. 14. Konstrukcja dachowa była podobna do konstrukcji dachowej domów wiejskich.

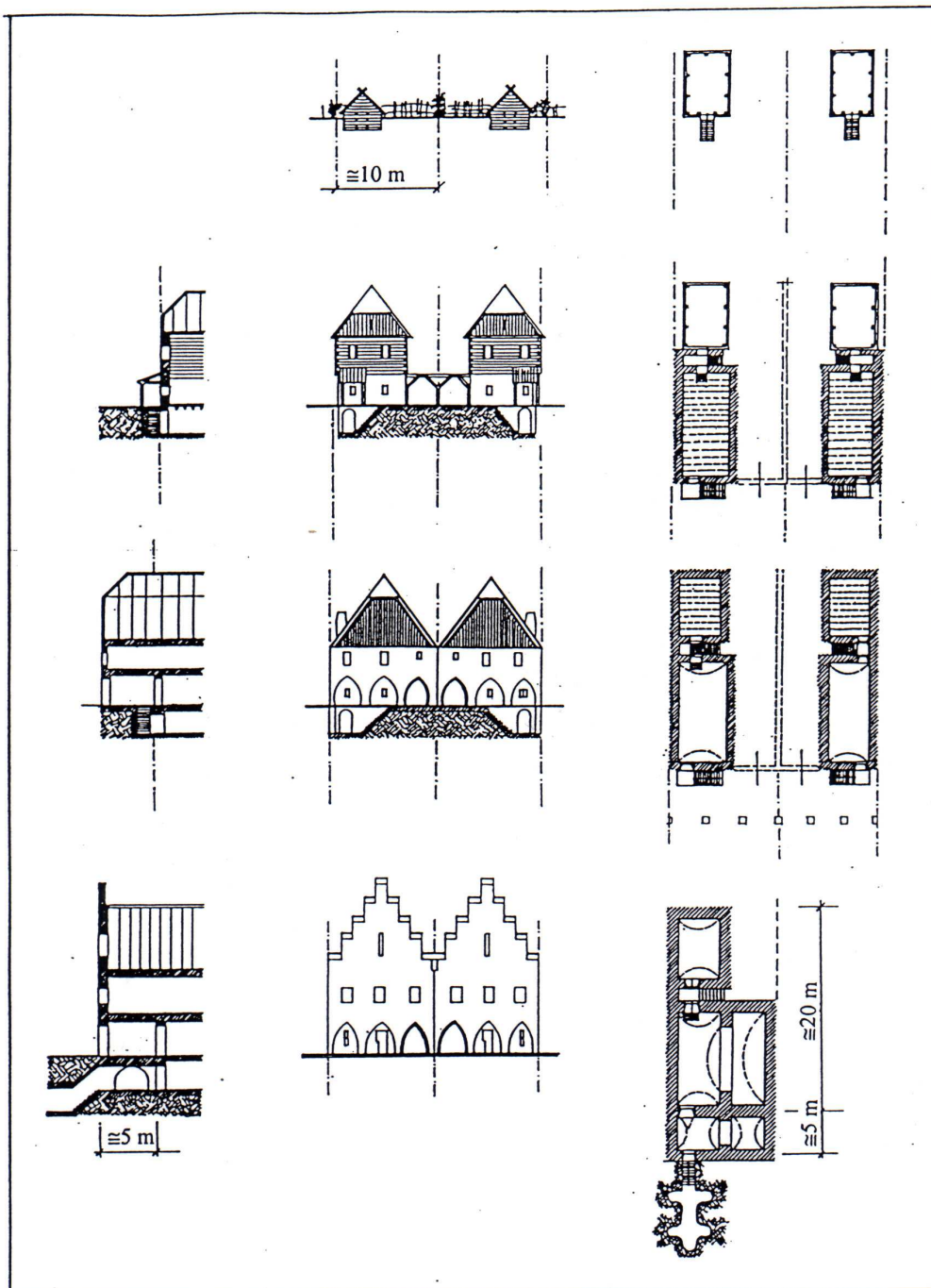


Fig. 14 Rozwój domów łączonych



Od wieku 16go, domy miejskie były budowane w przeważającej mierze z cegły.

Od wieku 18go, było zakazane wykorzystywanie drewna jako materiału budowlanego w miastach, oprócz podłóg, ścian działowych i dachów.

### 3 Mosty drewniane

Najstarsze znane drewniane mosty sięgają do roku 600 p.n.e. Ograniczone informacje dostępne na temat tych mostów pokazują, że budowniczy mieli doskonałą wiedzę o właściwościach drewna i jego zastosowań w formach konstrukcyjnych. Podczas gdy mosty murowane przetrwały przez wiele wieków, te wczesne mosty drewniane zostały zniszczone głównie przez wojny, klęski żywiołowe albo ogień.

Wczesne mosty drewniane konstruowane przez Rzymian były prostą belką nośną z rąbanych pni przerezuanych między przyczółkami. Jeden z pierwszych zarejestrowanych to Pons Sublicius (Rys. 15), zbudowany w czasach Marcjusa Ancusa (640-616 p.n.e.), który przetrwał, z regularnymi remontami, do czasów Konstantyna (306-337 n.e.), czyli ponad 900 lat.

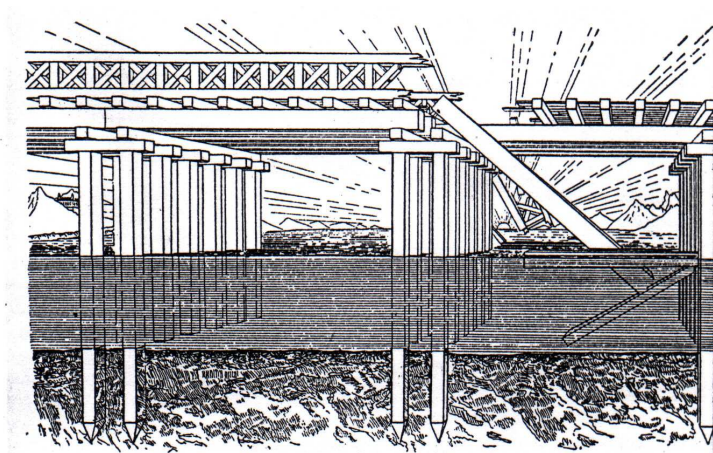


Fig. 15 Bridge Pons Sublicius

Most przez Ren znany jako most Cezara (Rys. 16) podobno zbudowany pod kierunkiem Vitruwiusa (Dowódca Artylerii Cesarza) i, na późniejszym rysunku Palladia, jest pokazany jako mający podłużne belki nośne opierające się na belkach poprzecznych podpartych na pochylonych palach. Interesujący węzeł został użyty by połączyć pale i poprzecznice tak, aby dodanie obciążenia na pomost spowodowało jego zacieśnienie węzła.



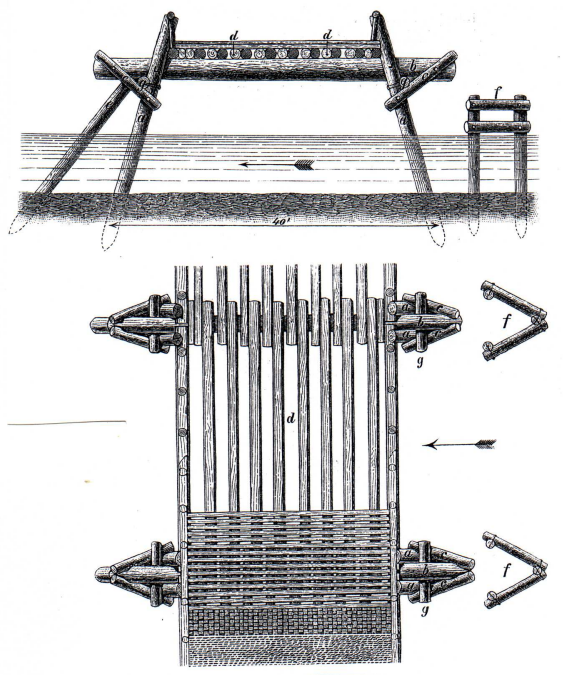


Fig. 16 Most Cezara

W roku 104 n.e., Most Trajana (Rys. 17), składający się z 20 filarów o wysokości do 45m, połączonych przez półkoliste drewniane łuki o rozpiętości 52m, został wzniesiony przez rzekę Dunaj.

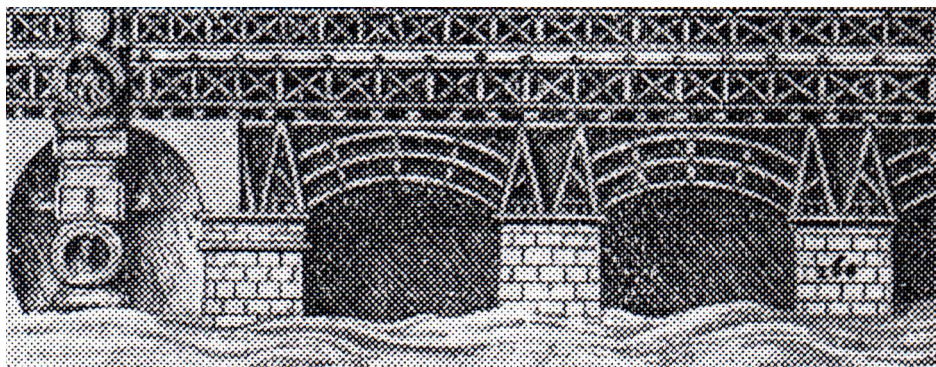


Fig. 17 Most Trajana

W roku 1570 Andrea Palladio opublikował ilustrację mostu drewnianego kratownicowego o rozpiętości 30 m nad rzeką Cismone w północno-wschodnich Włoszech, który był skonstruowany około roku 1550 n.e. (Rys. 18a). Szczegóły połączeń pokazują uwzględnienie sił, które są wytworzone przez ruch pieszych na moście, który są przenoszone przez dolny pas kratownicy.

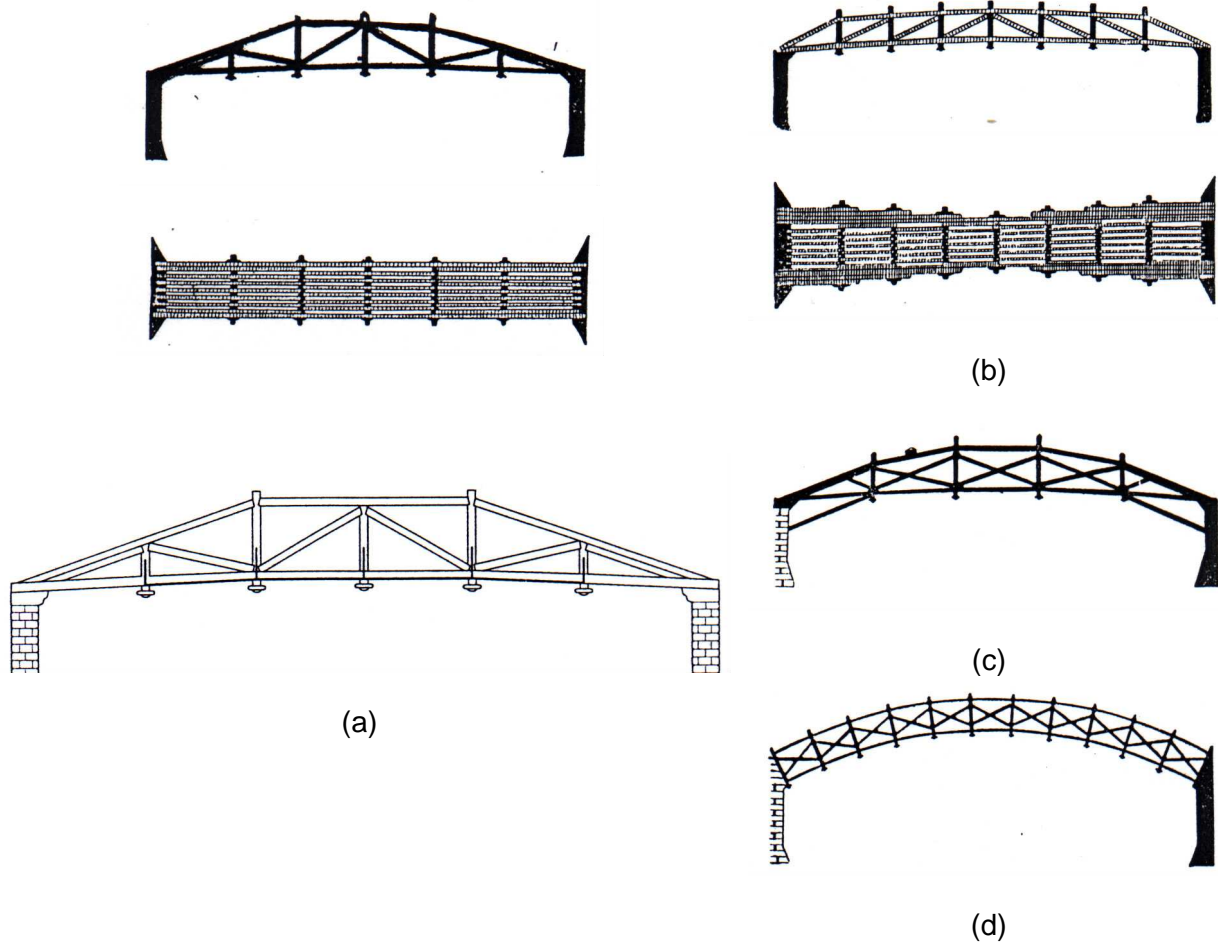


Fig. 18 Palladio's design for trussed bridges

Jeden z najstarszych drewnianych mostów w Europie to Kapellbrücke (Rys. 19) w Lozannie. Zostało zbudowane w roku 1333, a na przestrzeni wieków znaczna część jego konstrukcji została przebudowana. Początkowo, jego całkowita długość wynosiła 285 m, ale w dziewiętnastym wieku została zredukowana do 222m. Most ten jest przekryty i jest zbudowany z belek swobodnie podpartych na połączonych drewnianych palach. W sierpniu 1993 roku duży odcinek mostu został zniszczony w pożarze.





Fig. 19 Kapellbrücke

Odbudowę mostu wg oryginalnego projektu rozpoczęto natychmiast, zaś został ponownie otwarty dla pieszych w kwietniu 1994 roku. Konstrukcja nośna składa się głównie z pali dębowych wbitych aż do łożyska rzeki Reuss. Dźwigary poprzeczne, również dębowe, łączą główce pali i podpierają 26 przęseł głównych konstrukcji mostu; średnia ich rozpiętość to 7,65m, a maksymalna to około 13.5 m; całkowita długość wynosi teraz 204m. Między rokiem 1755 a 1758, mistrz stolarski Hans Ulrich Grubenmann zbudował słynny Rhinebridge w Schaffhausen (Rys. 20). Zaprojektował most jednoprzęsłowy o długości 119 m, ale był zmuszony przez władze miasta do zmiany projektu i wstawił istniejącą podporę centralną mostu. Wkrótce po ukończeniu mostu, usunął podporę i wykazał, że jego pierwotne założenie było poprawne.

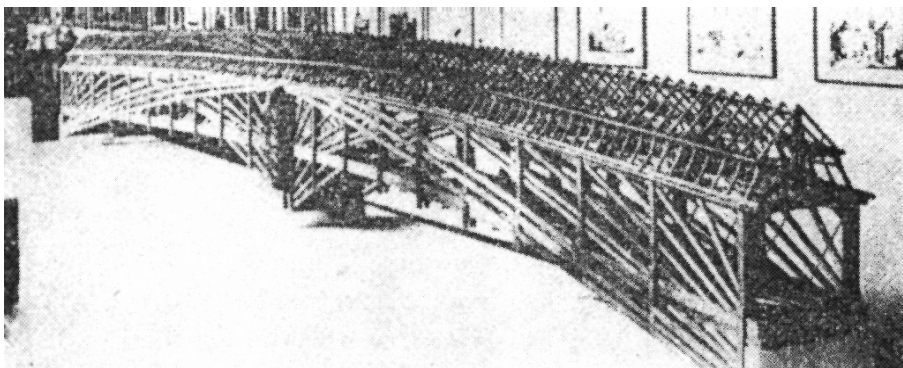


Fig. 20 Model mostu Rhinebridge

Podczas dramatycznej epoki ekspansji kolei w wieku dziewiętnastym, wiele mostów i wiaduktów zostały skonstruowane w drewnie.



Brytyjski inżynier I. K. Brunel (1806-1859) był wyznawcą konstrukcyjnego wykorzystania drewna i zrealizował wiele drewnianych konstrukcji na trasie kolejowej Londyn - Bristol. Jednakże, w mostownictwie drewnianym jest on najlepiej znany z wiaduktów kolejowych zbudowanych głównie w południowo-zachodniej Anglii i dolinach walijskich. Na głównej trasie przez Kornwalię zbudowano w latach 1850 -1859 43 wiadukty o łącznej rozpiętości 8km. Były to smukłe, pełne gracji konstrukcje często zbudowane na lekkim łuku, nad głębokimi dolinami o wysokościach do 50m. Główne belki z żółtej sosny miały przekroje 300x300mm. Były one często laminowane mechanicznie za pomocą specjalnych „wstrząsarek” Brunela w celu osiągnięcia większych rozpiętości. Szczególną cechą projektów było to, że jakkolwiek element konstrukcyjny mógł być wymieniony w ciągu około godziny bez zakłócenia użytkowania. Drewniane mosty zostały zamienione na stalowe i żelbetowe, począwszy od lat 40 tych XX wieku, ze względu na rosnące koszty ich wybudowania i utrzymania.

#### 4 Literatura

- [1] Ebinghaus, H.;  
“Das Zimmerhandwerk“,  
Leipzig / Germany, 1939
- [2] Kuklík P.;  
“Development of timber framed houses in Central Europe“,  
Workshop COST Action E5, IUAV University, Venice/Italy, 2000
- [3] Mencl, V.;  
“Country architecture“,  
Prague/Czechoslovakia, 1980 (in Czech)

Rozdział 1 został opracowany przez: Petr KUKLÍK, Department of Steel and Timber Structures, Czech Technical University in Prague / Czech Republik.



## Rozdział 2

**WŁAŚCIWOŚCI DREWNA****1 Wprowadzenie**

Pień drzewa jest podstawowym zainteresowaniem inżyniera budowlanego ze względu na to, że właśnie z niego formowane jest drewno budowlane. W celu zrozumienia zachowania i ograniczeń drewna pewne podstawowe informacje i zrozumienie drewna od pnia są konieczne. Rys. 1 pokazuje przekrój pnia pokazujący na główne cechy rosnącego drzewa.

<b>Kora</b>	Zewnętrzna warstwa chroniąca drzewo przed ogniem, temperaturą i szkodą. Wewnętrzne warstwy transportują składniki odżywcze od samego dołu do wzrastających obszarów zewnętrznych.
<b>Miazga</b>	Centrum wzrostu gdzie nowe komórki drewna są tworzone. Nowe komórki drewna wzrastają do środka a nowa kora wzrasta na zewnątrz miazgi..
<b>Biel</b>	Nowe komórki które tworzą pionowe przewody dla wody i składników od korzeni na samą górę. Komórki ścian cały czas rosną do środka i są obciążone skrobią dla swojego własnego wzrostu.
<b>Twardziel</b>	Komórki w rdzeniu zatrzymały wzrost i formują pojemniki na odpadki (garbniki). To jest starsze i często twardsze drewno, ale nie necessarily mocniejsze.
<b>Garbniki</b>	Produkty reakcji wzrostu które są gromadzone w komórkach rdzenia. Aktualny układ garbników zmienia się od gatunku do gatunku, a w mniejszym stopniu od drzewa do drzewa. Pewne garbniki są toksyczne dla grzybów a pewne dla insektów.
<b>Młode drzewo</b>	To jest pierwsze drewno utworzone przez drzewo w bardzo wczesnej fazie wzrostu i jest zlokalizowane bardzo blisko środka drzewa. Wydaje się być wtrąceniem w gęstość i strukturę komórek. Generalnie młode drzewo stanowi bardzo małą część przekroju, za wyjątkiem drzew szybko rosnących na plantacjach.
<b>Rdzeń pnia</b>	Sam środek pnia, jest cienkim czarnym prążkiem który kiedyś był gałęzią lub pędem. Traktowany jest jako wada (!)

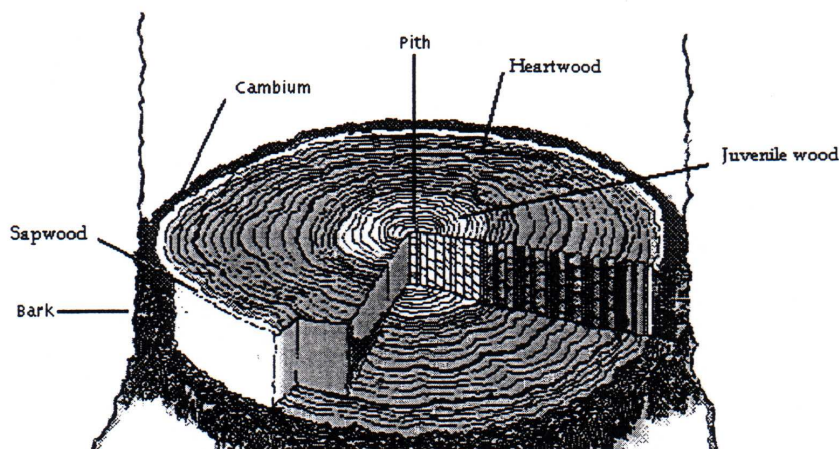


Fig. 1 Przekrój pnia drzewa (patrz rozdział 16)

Drewno jest naturalnym organicznym, celulozowym ciałem stałym. Jest kompozytem zbudowanym z chemicznych związków celulozy, hemicelulozy, ligniny i garbników. Drewno jest silnie anizotropowe, głównie ze względu na wydłużony kształt komórek i sposób zorientowania ścianek. W dodatku anizotropia wynika ze zróżnicowania rozmiaru komórek, poprzez sezon wzrostu i, po części, z preferowanego kierunku wzrostu pewnych typów komórek (np. komórki promieniowe).

Szczegółowa struktura ścian komórek, agregacja komórek potrzebna do utworzenia czystego drewna i anomalie w strukturze drewna reprezentują trzy strukturalne poziomy, które wszystkie mają głęboki wpływ na właściwości drewna jako materiału inżynierskiego. Dla przykładu poziom ultra-struktury ściany komórki prowadzi do wyjaśnienia dlaczego skurcz i pęcznienie drewna jest normalnie 10 do 20 razy większe w kierunku poprzecznym niż w kierunku podłużnym. Mikrostruktura czystego drewna zawiera w sobie klucz do zrozumienia, dlaczego drewno jest 20 do 40 razy sztywniejsze w kierunku podłużnym niż w kierunku poprzecznym. Mikrostruktura sęków, kąt włókien itd. prowadzi do wyjaśnienia, dlaczego wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż słoj może spaść więcej niż  $100 \text{ N/mm}^2$ , dla czystego drewna, do mniej niż  $10 \text{ N/mm}^2$  dla konstrukcyjnego drewna niskiej jakości.



## 2 Struktura drewna

Drewno otrzymujemy z dwu różnych kategorii roślin nazywanych drewno twarde (okrytonasienne, drzewo liściaste) i drewno miękkie (iglaste, drzewa iglaste) (Rys. 2).

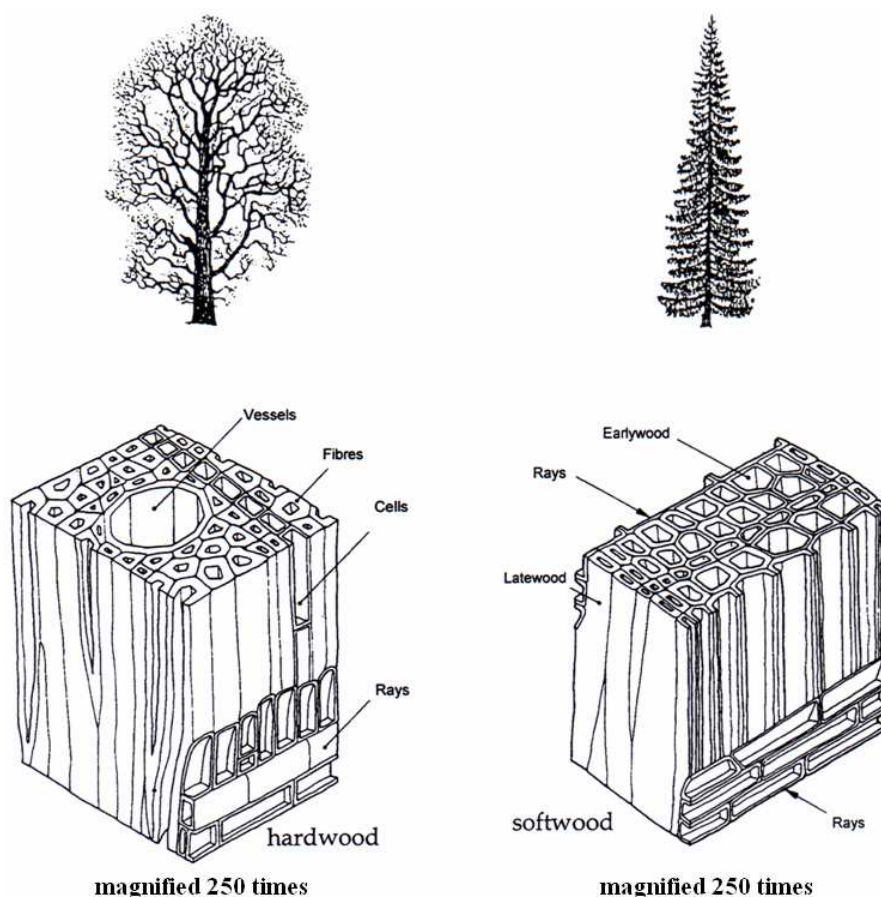


Fig. 2 Komercyjne drewno jest otrzymywane z tarcicy liściastej (okrytonasienne) lub drewna miękkiego (*gymnosperms*)

Obserwacja drewna gołym okiem pokazuje nie tylko różnice pomiędzy drewnem miękkim a drewnem twardym oraz różnice pomiędzy gatunkami, ale również różnice wewnątrz jednego gatunku, na przykład bielą i tarcica rdzeniową, młodym drzewem i starym drzewem, układ porów i wygląd drewna reakcyjnego. Wszystkie te zjawiska są wynikiem rozwoju i wzrostu tkanki drewna.

Drewno samo w sobie ma budowę włóknistą. Komórki są długie i smukłe oraz są skierowane zgodnie z osią pnia. To są te włókna które dają słoje w drewnie a nie pierścienie wzrostu. Są one również odpowiedzialne za tworzenie się anizotropowych właściwości drewna z dużo większą sztywnością i wytrzymałością równoległą do słoje niż w poprzek słoje. Możemy porównywać strukturę drzewa do pęku równoległych ździebeł słomy (reprezentującej włókna i słoje drewna), które są razem połączone z wykorzystaniem słabego kleju.

Gdy obciążenie jest przykładane w kierunku równoległym do łodygi słomy (Rys. 3 (a)), to są one bardzo mocne przy rozciąganiu oraz mają całkiem dużą wytrzymałość na ściskanie do momentu kiedy zaczynają się wybaczać. Jeśli jednak obciążenie zostanie przyłożone prostopadłe do osi wyznaczonej przez łodygi słomy (Rys. 3 (b)), zaczną się one kruszyć przy ściskaniu i są osłabiać przy rozciąganiu; gdy klej łączący ulegnie uszkodzeniu a źdźbła dosłownie rozerwą się.

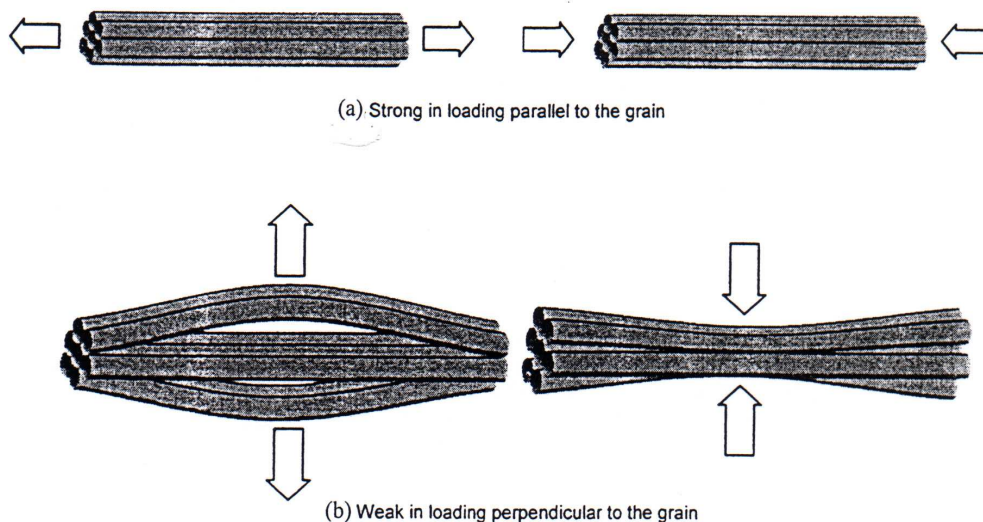


Fig. 3 Ortotropowa natura włókien drewna

Wiele własności drewna które interesują inżyniera budownictwa jest funkcją jego mikrostruktury:

<b>Gęstość</b>	struktura i rozmiar komórek, zawartość wilgoci
<b>Wytrzymałość</b>	gęstość, zawartość wilgoci, rozmiar komórek
<b>Skurcz</b>	struktura i rozmiar komórek, zawartość wilgoci
<b>Sztywność</b>	gęstość, struktura komórek i rozmiar, zawartość wilgoci
<b>Kolor</b>	garbniki
<b>Odporność ogniowa</b>	gęstość, garbniki
<b>Przewodność elektryczna</b>	zawartość wilgoci, rozmiar komórek
<b>Tłumienie mechaniczne</b>	rozmiar komórek



**Miękkie drewno** posiada względnie prostą strukturę ze względu na to że posiada od 90 do 95 % cewek, mają one (2 do 5 mm) i grubość (10 to 50  $\mu\text{m}$ ) komórki zakończone spłaszczonym lub zwężonym zakończeniem. Cewki są ułożone promieniście a ich wydłużenie w kierunku podłużnym są ułożone w kierunku osi pnia. Ewoluuąc od drewna młodego do dojrzałego, ścianki komórek stają się grubsze natomiast średnice komórek mniejsze. Na końcu okresu wzrostu, cewki z małymi prześwitami i małym promieniem średnicy są rozwijane podczas gdy w początkowym okresie wzrostu cewki z dużym prześwitem i średnicą są rozwijane poprzez drzewo. Ta różnica we wzroście może skutkować proporcją pomiędzy gęstością drewna dojrzałego a młodego w stosunku nawet 3:1.

**Drewno twarde** anatomia jest bardziej zmienna i skomplikowana od tej którą obserwujemy w przypadku miękkiego drewna aczkolwiek większość koncepcji struktury jest analogiczna. Twarde drewno posiada podstawową tkankę dla wytrzymałości, posiadające **libriform** włókna i włókniste cewki. Wewnątrz tej wzmacniającej tkanki, rozłożone są naczynia przewodzące często posiadające duży prześwit. Te naczynia to są długie rurki o długości zmieniającej się od kilku centymetrów do wielu metrów składające się z pojedynczych elementów z otwartymi i perforowanymi końcami. Twarde drewno z porami dyfuzyjnymi i pierścieniowymi może być wyróżnione poprzez układ średnic naczyń. Włókna drewna twardego posiadają grubsze ścianki komórek i mniejszy prześwit od tych występujących w w cewce drewna miękkiego. Różnica w grubości ścianek oraz średnica prześwitu pomiędzy młodym a starym drewnem nie są tak znaczne jak w przypadku drewna miękkiego.

### 3 Pierścienie wzrostu

Dla większości drewna miękkiego i pierścieniowo porowatego drewna twardego istnieje zależność pomiędzy szerokością wzrastających pierścieni a gęstością. Drewno miękkie dąży do produkcji wysokiej gęstości pasm drewna późnego o względnie stałej grubości. Większość zmian w szerokości pierścieni wzrostu jest powodowana poprzez zmianę w grubości małej gęstości pasm wczesnego drewna. Dlatego dla większości drewna miękkiego gęstość zmniejsza się wraz ze wzrostem szerokości pierścieni wzrostu. To wyjaśnia dlaczego szerokość pierścienia jest włączana jako parametr klasyfikacji w wielu wizualnych metodach oceny aktualnie wykorzystywanych w Europie. Należy jednak podchodzić z uwagą do tego typu praktyki wykorzystywanie tej relacji. Poziom gęstości dla danej szerokości pierścienia zależy od typu gruntu, warunków klimatycznych, **praktyki agrokulturalnej** itd. Dlatego dla miękkiego drewna o różnym rodowodzie szerokości pierścieni nie określają gęstości z żadną realną dokładnością.

Pierścieniowo porowate twarde drewno takie jak np. dąb i jesion jest charakteryzowane przez dużą koncentrację otwartych naczyń produkowanych w okresie wiosennym. Szerokość tych jest relatywnie stała a zmiany w szerokości pierścieni wzrostu a zmiany w szerokości pierścieni wzrostu są powodowane poprzez zmiany w grubości dużej gęstości pasm późnego drewna zbudowanych z włókien cewek. To właśnie dlatego gęstość zwiększa się ze wzrostem szerokości pierścienia dla większości pierścieniowo porowatych gatunków drewna twardego. Nie istnieje taka zależność dla dyfuzyjnie porowatego drewna twardego takiego jak np. topola i buk.



## 4 Biel i rdzeń

Młoda zewnętrzna część pnia drzewa przewodzi w górę przepływem soków od korzeni do wierzchołków. Ta część pnia jest nazywana odpowiednio jako biel. Gdy komórki się zestarzeją, przestają fizjologicznie funkcjonować, ta wewnętrzna część pnia jest nazywana drewno twarde.

W większości gatunków rdzeń jest ciemniejszy w barwie z powodu osadzania się organicznych garbników. Te substancje chemiczne gwarantują rdzeniowi lepszą odporność na butwienie oraz na insekty żyjące w drewnie. Zwykle formowanie się rdzenia prowadzi do znacznej redukcji w zawartości wilgoci. To skutkuje zasysaniem wgłębnym. W większości gatunków drewna twardego naczynia są zasklepiane. To powoduje redukcję przepuszczalności. W przypadku pewnych gatunków (np. świerk, buk) rdzeń nie jest przebarwiony, pomimo to garbniki i zmiany fizyczne skutkują w różnicy pomiędzy bielą a rdzeniem.

W celu ochrony drewna preferowania jest biel ponieważ rdzeń gatunków takich jak sosna (sosna zwyczajna) jest praktycznie nieprzepuszczalny.

## 5 Młode i reakcyjne drewno

Drewno z pierwszych 5 do 20 słoï (młode drewno) dowolnego przekroju poprzecznego pnia posiada właściwości różne od zewnętrznej części pnia (drewno dojrzałe). Jest to szczególnie istotne dla drewna miękkiego. W młodym drewnie cewki są względnie krótkie i cienkościenne.

Z tego względu młode drewno wykazuje mniejszą wytrzymałość i sztywność i o wiele większy skurcz podłużny niż dojrzałe, normalne drewno. Rdzeń zwykle mieści w sobie wszystkie młode drzewa które posiadają niższą jakość ze względu na właściwości mechaniczne. Dlatego w młodych szybko rosnących drzewach z dużą proporcją młodego drzewa rdzeń może być gorszy gatunkowo od bieli. Młode drewno nie jest normalnie uznawane za problem w kategoriach inżynierskich. Jednak ze wzrostem proporcji szybko rosnących, szybko rotacyjnych plantacji drzew wykorzystywanych w przemyśle problem związany z młodym drewnem będzie narastał.

Drzewo odpowiada na siły zewnętrzne działające na pień poprzez uformowanie drewna reakcyjnego. Drewno miękkie wytwarza ściskane drewno w obszarach dużych sił ściskających podczas gdy drewno twarde wytwarza drewno rozciągane w obszarach dużych sił rozciągających. Podczas gdy wystąpienie drewna rozciąganego ma mniejsze znaczenie dla inżynierii drewna drewno ściskane zwykle stwarza problemy. Drewno ściskane posiada wygląd szerzej rosnących słoï i większe proporcje i większą proporcję drewna późnego niż to jest w normalnym drewnie.

Drewno posiadające tzw. "drewno ściskane" jest podatne na nadmierne dystorsje po wysuszeniu. Drewno ściskane zwykle posiada większą gęstość więc nie ma tu spadku właściwości mechanicznych. Jednak w warunkach suchych ma tendencje do pękania w sposób kruchy. Większość wizualnych reguł oceny wytrzymałości ogranicza zawartość ściskanego drewna w sortach najwyższej jakości.



## 6 Odchylenia sło

Pewne drzewa rosną z włóknami zorientowanymi formującymi linię śrubową wokół pnia. Ta spirala włókien jest typowa w pewnych gatunkach drzew i rzadka w innych. Jest ona w szczególności wyraźna w młodych drzewach. Drewno cięte z takich drzew często posiada odchylenia włókien które będzie czasami wpływać ujemnie na jego wykorzystanie. Ograniczenia na odchylenie włókien są zawarte w większości wizualnych regułach oceny wytrzymałości, typowe odchylenie włókien 1 na 10 jest akceptowane dla drewna wysokiej wytrzymałości podczas gdy 1 na 5 jest akceptowane dla niskiej jakości drewna.

## 7 Sęki

Sęki są częścią gałęzi które są wbudowane w główny pień drzewa. Poprzeczna gałąź jest podłączona do głównego systemu pnia. Gdy obwód sęka się zwiększa, sukcesywnie wzrastające słoje tworzące się w sposób ciągły ponad pniem, gałęzią oraz stożkiem gałęzi drewna (pośrednio rosnące sęki) rozwijają się wewnątrz pnia. Takie sęki są określane jako sęki zrosnięte ponieważ są one zrosnięte z otaczającym drewnem. W pewnych punktach konar może obumrzeć lub zostać złamany. Następne wzrastające słoje dodane do głównego pnia prosto otaczają martwy kikut konaru i martwa część kikuta staje się obudowanym sękiem. Nie jest to sęk zrosnięty i zwykle posiada korę zamkniętą i jest określany jako luźny sęk.

Drewno miękkie charakteryzuje się dominującym pniem w którym występuje okółek poprzecznych gałęzi w regularnych odstępach lub węzłach. Deska z miękkiego drewna posiada sęki w klastrach odseparowanych poprzez zwykle czyste drewno przestrzeni międzywęzłowych. Sęki są, w dużym stopniu najbardziej istotnym defektem wpływającym na własności mechaniczne. Sęki są określane zależnie od ich występowaniem na powierzchni drewna (Rys. 4).

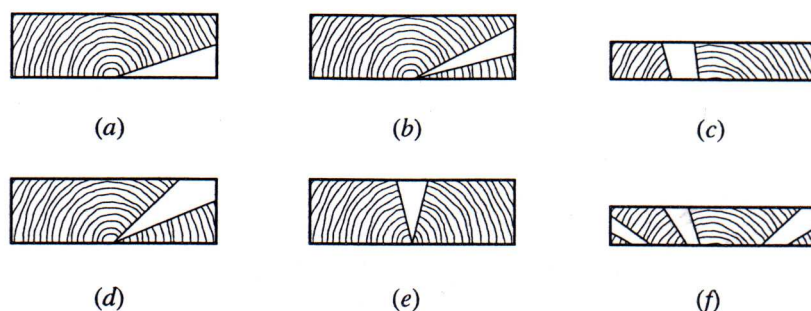


Fig. 4 Sęki są określane zależnie od ich występowania na powierzchni drewna: (a) spike knot; (b) narrow face knot; (c) through knot; (d) arris knot; (e) wide face knot; (f) knot cluster

## 8 Gęstość

Gęstość jest najistotniejszą cechą fizyczną charakteryzującą drewno. **Większość własności mechanicznych drewna jest dodatnio skorelowanych z gęstością, tak jak nośność połączenia.** Ograniczenia w gęstości są z tego powodu włączone bezpośrednio w



wymagania klas wytrzymałości EN 338 "Drewno konstrukcyjne – klasy wytrzymałości".

Gęstość jest definiowana jako

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (2.1)$$

gdzie

$m$  jest masą (kg) drewna a  $V$  jego objętością ( $m^3$ ).

Gęstość zależy od wilgoci, ponieważ wilgoć dodaje się do masy i może powodować pęcznienie.

Gęstość  $\rho_\omega$  przy zawartości wilgoci,  $\omega$  (%), jest wyrażana jako

$$\rho_\omega = \frac{m_\omega}{V_\omega} = \frac{m_0 (1 + 0.01 \omega)}{V_0 (1 + 0.01 \beta_V \omega)} = \rho_0 \frac{1 + 0.01 \omega}{1 + 0.01 \beta_V \omega} \quad (2.2)$$

gdzie  $m_0$ ,  $V_0$  oraz  $\rho_0$  są masą, objętością i gęstością przy zerowej zawartości wilgoci,  $\rho_0$  jest nazywane piecowo-cuchą gęstością lub prościej suchą gęstością,  $\beta_V$  jest współczynnikiem objętościowego pęcznienia i wyraża się w jednostkach procentowego pęcznienia na procentową zawartość wilgoci.

Jak wyjaśniono w szczegółach później, pęcznienie występuje tylko gdy woda penetruje warstwy ścian komórek. Zawartość wilgoci odpowiadająca nasyceniu ścian komórek jest nazywana punktem nasycenia włókien  $\omega_f$ . To odpowiada zawartości wilgoci około 28%. Ponad tę wartość nie nastąpi pęcznienie. Poniżej nasycenia włókien, pęcznienie dla celów praktycznych może być rozważane liniowo z zawartością wilgoci.

W naukach o drewnie i inżynierii, gęstość sucha  $\rho_0$  i gęstość  $\rho_{12}$  przy 12 % zawartości wilgoci są wykorzystywane najczęściej. Wartości gęstości podane w EC5 są definiowane z masą i objętością odpowiadającą równowadze w temperaturze 20 °C i względnej wilgotności 65 %.

Wartości  $\rho_{12}$  odnoszone są w EC5 do średniej gęstości  $\rho_{12,mean}$  oraz gęstości charakterystycznej  $\rho_{12,k}$  zdefiniowanej poprzez populację o wartości 5-procentowej. Dla danej skali wytrzymałości drewna, zakładamy że gęstość przedstawia rozkład normalny ze współczynnikiem o zmienności 10 %. Dlatego:

$$\rho_{12,k} = \rho_{12,mean} - 1.65 (0.1 \rho_{12,mean}) = 0.84 \rho_{12,mean} \quad (2.3)$$

Gęstość  $\rho_c$  ścian komórek jest około 1 500 kg/m<sup>3</sup>. Gęstość drewna zależy dlatego od jego porowatości zdefiniowanej jako ułamek objętościowy prześwitu komórki. Drewno konstrukcyjne typowo pokazuje wartości suchej gęstości w zakresie od 300 do 550 kg/m<sup>3</sup>, który daje ułamek objętości pustek w warunkach suchych od 0.80 do 0.63.



Gęstość drewna, nawet szczególnego przypadku pobranego z pojedynczej lokalizacji, zmienia się w szerokim zakresie. EN 338 "Konstrukcyjne drewno – Klasy wytrzymałości" definiuje charakterystyczne wartości gęstości  $\rho_{12,k}$ .

## 9 Drewno i wilgoć

Zawartość wilgoci jest zdefiniowana jako stosunek masy usówalnej wody ( $m_w$ ) do suchej masy ( $m_0$ ) drewna (Równanie 2.4). Sucha masa jest otrzymywana poprzez suszenie w piecu w temp.  $103 \pm 2$  °C. Zawartość wilgoci może być przedstawiona jako ułamek lub w sposób procentowy. W tym rozdziale, zawartość wilgoci w drewnie jest przedstawiona w sposób procentowy:

$$\omega = \frac{m_w}{m_0} 100 = \frac{m_\omega - m_0}{m_0} 100 \quad (2.4)$$

Dla zawartości wilgoci z zakresu od 6 do 28 %, elektryczne metody pomiaru są dostępne, są one proste i szybkie do zrobienia. Dokładność najlepszych metod pomiarowych jest rzędu  $\pm 2$  % co jest całkiem wystarczające dla praktycznych zastosowań inżynierskich. Dwie podstawowe aktualnie używane to po pierwsze pomiar wilgoci bazujący na DC oporności pomiędzy dwoma elektrodami wbitymi w drewno i po drugie bazujący na AC oszacowanie zależnych od wilgoci własności oporności drewna w polu elektrycznym utworzonym przez dwie elektrody spoczywające na powierzchni drewna. Oba typy pomiarów wymagają kalibracji a metoda AC mierzy tylko zawartość wilgoci w górnej warstwie drewna.

Gdy drewno jest suszone ze stanu zielonego, w pierwszej kolejności traci wodę z prześwitów komórek. Ta woda nie jest związana na poziomie molekularnym z drewnem i jest nazywana wodą swobodną. Woda zawarta wewnątrz ścian komórek jest określana jako woda związana ponieważ jest utrzymywana przez substancje ścian komórek przy pomocy wiązań wodorotlenowych i siły van der Waals. Usunięcie wody z komórek wymaga zatem większej energii niż usunięcie wody swobodnej.

Zawartość wilgoci,  $\omega_f$ , gdy ścianka komórki jest nasycona wilgocią ale nie wodą swobodną istniejącą w prześwicie komórki, jest nazywany punktem nasycenia (FSP). Punkt nasycenia włókien dla większości gatunków jest w zakresie od 25 to 35 %; dla większości zastosowań praktycznych 28 % jest wygodnym uśrednieniem.

Punkt nasycenia włókien jest posiada istotne znaczenie inżynierskie ponieważ poniżej tego punktu następuje dramatyczna zmiana większości fizycznych i mechanicznych własności. Powyżej FSP większość własności jest w przybliżeniu stałe.

## 10 Skurcz i pęcznienie

Wilgoć posiada takie powinowactwo do substancji ścian komórek drewna że mogą one wymusić jej drogę do tego potencjalnie nie porowatego materiału. By to zrobić wypycha on mikrofibryle daleko od siebie. Wynik pęcznienia ścian komórek może dla praktycznych celów jako równy zaabsorbowanej objętości wody. Podczas pęcznienia objętość prześwitów komórek pozostaje stała. To implikuje że objętościowe pęcznienie drewna jest równe objętości zaabsorbowanej wody.



Gdy wilgoć jest usuwana ze ścian komórek, drewno doznaje skurczu. Skurcz i pęcznienie w zakresie normalnych zakresów wilgoci dla drewna konstrukcyjnego jest określane jako ruchy.

Zmiany w wymiarach są raczej liniowe przy wilgoci z zakresu od 5 do 20 % zawartości wilgoci. W tym zakresie ruchy mogą być obliczone z

$$h_2 = h_1 \left[ 1 + \frac{\beta}{100} (\omega_2 - \omega_1) \right] \quad (2.5)$$

gdzie  $h_1$  i  $h_2$  są wymiarami (grubość) przy zawartości wilgoci odpowiednio  $\omega_1$  i  $\omega_2$ ,  $\beta$  jest współczynnikiem pęcznienia (dodatni) lub skurczu (ujemny). Jednostki to %/ %.

Jeżeli nie jest znana charakterystyczna wartość współczynnika ruchu można go aproksymować. Współczynnik objętościowego  $\beta_v$  może być przyjęty jako równy numerycznej wartości gęstości razy  $10^{-3}$ . Innymi słowy objętość drewna o gęstości  $400 \text{ kg/m}^3$  pęcznieje 0.4 % na każdy 1 % wzrostu zawartości wilgoci. Bazuje to na pęcznieniu objętościowym równym objętości wchłoniętej wody. Współczynnik ruch w kierunku podłużnym Współczynnik ruch w kierunku podłużnym,  $\beta_0$ , jest zwykle pomijalny, w takiej sytuacji współczynnik ruch w kierunku,  $\beta_{90}$ , jest równy połowie współczynnika ruchu objętościowego.

Dla większości gatunków, włączając świerk, sosnę, jodłę, modrzew, topolę and dąb, inżynierskie wartości  $\beta_0$  i  $\beta_{90}$  mogą być przyjęte jako  $\beta_0 = 0,01$  oraz  $\beta_{90} = 0,2$ , gdzie  $\beta$  jest zdefiniowane jako procentowy ruch dla 1 % zmiany zawartości wilgoci. Dla gęstych gatunków takich jak buk (*Fagus sylvatica*) i azobe (*Lophira alata*), wartość  $\beta_{90} = 0.3$  powinna być używana.

W przypadku sklejki, ruchy w płaszczyźnie panelu są tego samego rzędu co podłużne ruchy drewna. Dla innych rodzajów produktów kompozytów drewnianych, takich jak płyty wiórowe i płyty pilśniowe, te ruchy są bardzo mocno zależne od poszczególnych typów paneli i techniki produkcji. W kierunku poprzecznym do panela, odwracalne ruchu są tego samego rzędu jak te w przypadku drewna. Jednak wiele produktów typu paneli które poddawane były dużym naprężeniom ściskającym w czasie produkcji, będzie wykazywało dodatkowe nieodwracalne pęcznienia na grubości lub „sprężynowanie”.

Gdy ograniczymy w drewnie możliwość rozszerzania (np. w przegubach śrubowych), wchłonięcie wilgoci powoduje naprężenia wewnętrzne. Z powodu lepko plastycznych/plastycznych własności drewna, takie naprężenia mogą ewentualnie powodować relaksację i powstanie nieodwracalnych deformacji. Gdy drewno powraca do swojej oryginalnej zawartości wilgoci jego wymiary kurczą się, a połączenia mogą być luźne I stracić część swoich właściwości. Z tego powodu jest istotne w projektowaniu konstrukcji inżynierskich aby pozostawić dostęp do tego typu połączeń konstrukcyjnych które mogą wymagać dokręcenia.

W celu minimalizacji problem ruchów wymiarowych należy preferować wykorzystywanie drewna o zawartości wilgoci odpowiadającej względnej wilgotności środowiska. Wewnątrz budynków drewno o zawartości wilgoci wyższej niż 20 do 22 % powinno być używane jako wyjątek i tylko w takich przypadkach gdy uzyskujemy odpowiednio szybkie suszenie konstrukcji bez ryzyka degradacji biologicznej lub odkształceń trwałych z powodu mechaniczno sorpcyjnego pęcznienia.

## 11 Dystorsje

Anizotropia poprzecznego pęcznienia może spowodować dystorsje przekroju poprzecznego na skutek suszenia (Rys. 5). Fakt że skurcz styczny jest około dwukrotnością skurczu promieniowego wyjaśnia tendencje wzrostu słoje do prostowania.

Naprężenia wewnętrzne rozwinięte poprzez skurcz anizotropowy mogą objawiać się najpierw w postaci radialnych pęknięć. Tendencja do pęknięcia jest bardziej wyraźna w dużych przekrojach poprzecznych oraz w warunkach szybszego suszenia.

Obecność drewna ściskanego, drewna młodego czy nawet sęków tylko w części przekroju może powodować dystorsje wzdłużne nazywane **łuk**, **sprężyna**, **skręcenie**. Skręcenie może również wynikać z piłowania drewna z drzewa wykazującego spiralne słoje. **Miseczka** jest rezultatem innych ruchów w kierunku stycznym i promieniowym (rys.6).

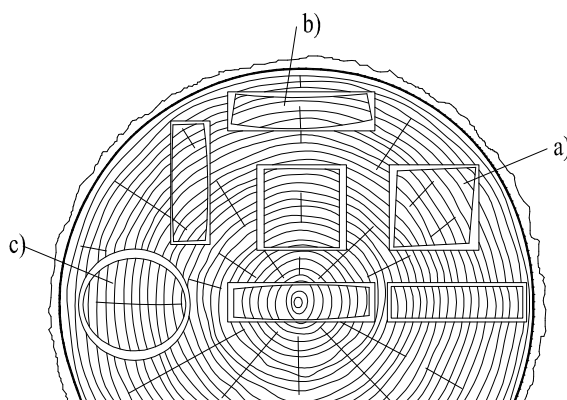


Fig. 5 Dystorsje różnych przekrojów po wysuszeniu, ciętych z różnych lokalizacji w kłodzie

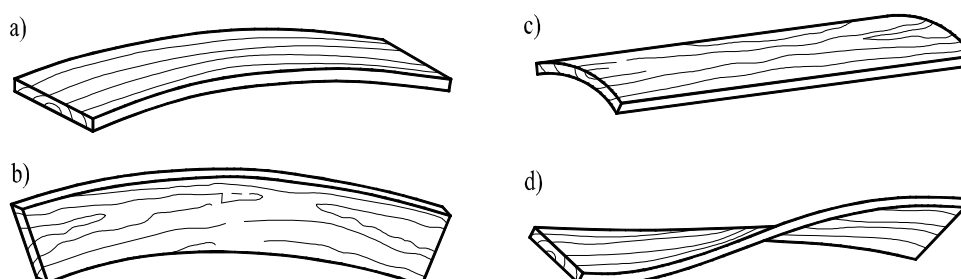


Fig. 6 Dystorsje. a) łuk; b) sprężyna; c) filiżanka; d) skręcenie

Stopień dystorsji jest często podany jako maksymalna granica w narodowych skalach wytrzymałości. Normy EN dla wizualnej i maszynowej skali wytrzymałości zawierają rekomendowane limity dla dystorsji (Tab.1). Takie limity nie odzwierciedlają dokładnych relacji pomiędzy dystorsją a wytrzymałością ale raczej definiują limity poza którymi





przenoszenie i scalanie drewna w konstrukcyjne elementy staje się nieakceptowanie skomplikowane. Może być sytuacja kiedy konstrukcja wymaga węższych limitów niż te podane w Tab. 2.1 i takie limity trzeba potem uzgodnić z producentem.

Typ dystorsji	Skala dopasowująca do klas wytrzymałości	
	C18 i poniżej	Wyższe klasy
Łuk	20	10
Sprężyna	12	8
Skręcenie	2 mm/25 mm width	1 mm/25 mm width
Filiżanka	Bez restrykcji	

Tab. 1 Maksymalne dystorsje (mm na 2 m długości) zgodnie z EN 518 i EN 519

## 12 Zawartość wilgoci i własności mechaniczne

Własności mechaniczne drewna zależą od zawartości wilgoci. Wzrost zawartości wilgoci powoduje obniżenie wytrzymałości i parametry sprężystości. Ten efekt jest częściowo wyjaśniony poprzez pęcznienie ścian komórek przez co mniej komórek ścian materiału na jednostkę powierzchni jest dostępne. Bardziej istotne jednak jest to że woda podczas penetracji ścian komórek osłabia wodorotlenowe wiązania odpowiedzialne za utrzymywanie ścian komórek razem. Zmiany wilgoci powyżej punktu saturacji włókien nie mają wpływu na własności mechaniczne ponieważ takie zmiany odnoszą się do wody swobodnej w prześwicie komórki.

Efekt zmiany wilgoci zmienia się dla różnych własności mechanicznych. Na przykład uszkodzenie przy ścisaniu równoległe do słoje jest powodowane poprzez wyboczenie włókien gdy wilgoć osłabiająca wiązania wodorotlenowe odgrywa istotną rolę i jest bardziej wrażliwa na wilgoć niż wytrzymałość na rozciąganie, która również zawiera pęknięcia kowalencyjnych wiązań gdy rozrywają się obok mikrofibryle ścian komórek..

Gdy porównamy własności mechaniczne, standardowe warunki odniesienia wilgoci konsystentne ze środowiskiem 20 °C i 65 %, względnej wilgotności powinny być użyte dla drewna i bazujących na drewnie panel. Dla drewna konstrukcyjnego testowanego w różnych warunkach własności mechaniczne muszą być dopasowane zgodnie z EN 384 "Drewno konstrukcyjne – Wyznaczanie wartości charakterystycznych własności mechanicznych i gęstości".

## 13 Czas trwania obciążenia

Drewno doświadcza znacznej utraty wytrzymałości w czasie. Wartości wytrzymałości które zostały użyte w projektowaniu elementów drewnianych dla długiego okresu obciążeń stałych stanowią w przybliżeniu tylko 60 % wytrzymałości zakładanej w krótkookresowych testach laboratoryjnych.

Zmiany w wilgoci powodują znaczne zwiększenie pełzania w drewnie. Ten efekt jest określany jako mechanosorpcja ponieważ jest obecny podczas równoczesnych cykli



naprężeń mechanicznych i cykli sorpcji wilgoci. Zostało również wykazane że efekt mechanosorpcji skraca czas do uszkodzenia drewna.

Drewno obrabiane powierzchniowo lub elementy klejone wielkoobjętościowe doświadczają względnie mało zmian wilgotnościowych niż drewno nieobrabiane lub małoobjętościowe. Udokumentowane efekty mechanosorpcji sugerują że drewno powierzchniowo obrabiane i wielkoobjętościowe klejone warstwowo elementy powinny pozwalać na bardziej łagodny czas trwania współczynnika modyfikacji obciążenia.

Czas trwania zachowania obciążenia paneli zmienia się wewnątrz bardzo szerokiego zakresu. Konstrukcyjna sklejka uważana za zachowującą się jak drewno. Zachowanie płyt wiórowych jest ściśle związane z rozmiarami cząstek oraz orientacją cząstek, oraz zarówno dla cząstek płyty wiórowej i płyty pilśniowej jakość klejenia jest nadzwyczajnie ważny dla własności długookresowych. Podczas gdy dla najlepszych produktów z płyt wiórowych można przypisać czas trwania współczynnika modyfikacji obciążenia równy 0.40 dla obciążeń stałych, płyty pilśniowym można oszacować tylko na poziomie 0.20.

## 14 Współczynniki modyfikacji dla zawartości wilgoci i czasu trwania obciążenia

Prz projektowaniu konstrukcji drewnianych, wpływ wilgoci oraz czas trwania obciążenia jest brany pod uwagę poprzez przypisanie drewna konstrukcji do klas obsługi i obciążeń do klas czasu trwania obciążenia. EC5 wówczas definiuje współczynniki modyfikacji,  $k_{mod}$  dla każdej kombinacji z tych dwu klasyfikacji..

## 15 Literatura

- [1] Boughton, G.N.;  
"Introduction to timber design",  
Chapter 1.0 from "LIMIT STATES TIMBER DESIGN to AS1720.1"; Curtin University,  
Australia, 1997
- [2] Hoffmeyer, P.;  
"Wood as a building material",  
Chapter A4 from "STEP 1 – Timber Engineering"; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995

Chapter No. 2 has been prepared by Petr KUKLÍK, Department of Steel and Timber Structures, Czech Technical University in Prague / Czech Republik.

## Rozdział. 3

**DREWNO KONSTRUKCYJNE****1 Wstęp**

Na początku tego rozdziału zacytujemy B. Madsena [1]:

*“...Dwa produkty- drewno, w sensie drewna czystego, bez defektu, oraz w sensie drewna handlowego - musi być rozważane jako dwa różne materiały i musi być to uwzględnione, gdy rozważamy jego właściwości wytrzymałościowe do celów inżynierskich ...”*

Zdanie to odzwierciedla najważniejszy fakt gdy drewno konstrukcyjne jest stosowane jako materiał inżynierski do celów budowlanych. Jako że denotacje „drzewo (wood)” i „drewno (timber)” już to wskazują, zakłada się, że zachowanie mechaniczne i właściwości „czystego drewna”, z jego wartościami technicznymi zbadanymi początkowo i przygotowanymi do wykorzystania w budowie maszyn i inżynierii lotniczej, różni się znacznie od zachowania i właściwości dużych elementów wykorzystanych w inżynierii budowlanej. Poza wpływem rozmiaru, tzn. elementy o niewielkich wymiarach mają wyższą wytrzymałość niż te o większych wymiarach, wyjaśnienie może być znalezione w związku z zaburzeniami strukturalnymi (np. charakter wzrastania) takimi jak sęki, nachylenie włókien, pęknięcia itp., lecz także jak wynik procesu produkcyjnego (t.j. cięcia włókien itp.), które zazwyczaj występują w dużych elementach.

Właściwości mechaniczne, a w niektórych przypadkach zachowanie mechaniczne, tych dwóch „materiałów” muszą być dokładnie rozróżniane. Rysunek 1 odzwierciedla różnice wymiarowe i strukturę materiału za pomocą badania na rozciąganie czystego drewna (wood) i drewna konstrukcyjnego (timber). Wyniki badań potwierdzają te różnice.

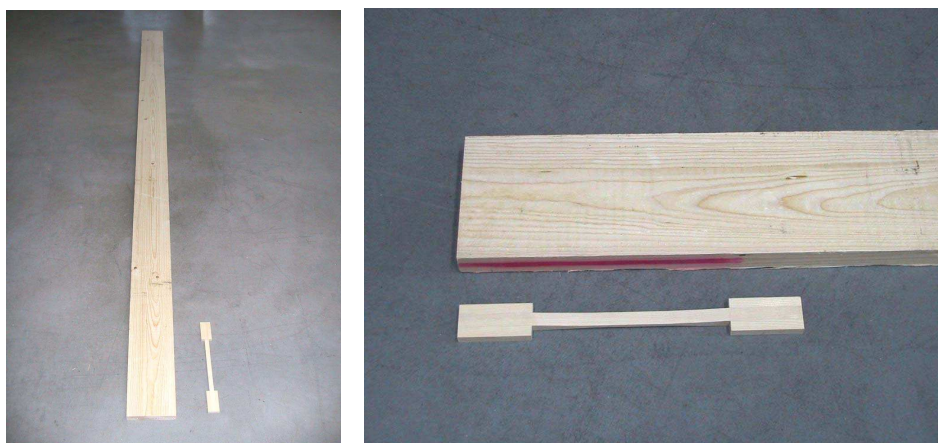


Fig. 1 Test specimen for tensile tests; full-size vs. clear-wood specimen





Z punktu widzenia europejskiej inżynierii drewnianej, wartości obliczeniowe nośności i wytrzymałości drewna konstrukcyjnego muszą być badane dla elementów pełnowymiarowych. Jednakże, techniczne cechy dla drewna, np. w Ameryce Północnej, zostały wyprowadzone na podstawie testów na małych „czystych” próbkach i dalszej adaptacji właściwości mechanicznych za pomocą innych współczynników. Prowadzi to do wniosków, że ustalając właściwości mechaniczne drewna należy raczej mówić o wartościach „inżynierskich” niż „materiałowych”.

## 2 Sortowanie

Drewno jest naturalnym surowcem z szerokim zakresem i wysokim rozproszeniem fizycznych i mechanicznych właściwości, zależnie od gatunku, genetyki, wzrostu i warunków środowiskowych drzewa. Aby móc wykorzystać potencjał danych właściwości drewna i użyć go jako element przenoszący obciążenia skutecznie i niezawodnie, drewno musi zostać posortowane. Zależnie od wykorzystania produktu, proces sortowania może być wykonany z uwzględnieniem:

- wytrzymałości
- wyglądu
- „użycia końcowego” (tzn. stabilności formy, rys, skręcenia itp.)

Tabela 1 daje przegląd wybranych „zakłóceń strukturalnych” (charakterystyk wzrostu) drewna i ich wpływu na sortowanie.

Cecha (charakterystyka wzrostu)	Konsekwencja dla			
	Wytrzymałości	Sztwności	Trwałości	Wyglądu
Knottiness (incl. grain deviation in the knot area)	+	±	–	+
(Global) Slope of grain	+	–	–	–
Reaction Wood	+	±	–	+
Annual ring pattern / - position	(–)	(–)	(–)	+
Biological damage (Insects, fungi)	(+)	(+)	+	+
Mechanical damage	+	(–)	–	(–)
Cracks	(+)	(+)	(+)	(–)
Deformations, twist	–	+	–	+

Abbreviations:  
+ strong influence, (+) significant influence, ± medium influence, (–) small influence, – no influence

Tab. 1 Overview about some “structural disturbances” (growing characteristics) and their influence on grading for different purposes [5]



Jest oczywiste że sortowanie wytrzymałości i sztywności są najważniejszymi aspektami oceny, gdy wykorzystujemy go jako element przenoszący obciążenie. Może to być zrobione na dwa sposoby:

— Optyczna ocena wytrzymałości

Metoda oceny wizualnej opiera się na korelacji występowania, wielkości i typu cech wzrostu, np. rozmiaru sęku, i właściwości mechanicznych. Na ogół to jest zrobione „ręcznie” przez doświadczonych osoby. Proste i łatwe do nauczenia się zasady, które są określone lokalnie, są zdefiniowane dla różnych klas wytrzymałościowych. Obecnie norma europejska EN 14081, cz. 1 określa tylko minimalne wymogi dla sortowania. Następujące cechy powinny być określone w tej normie jako minimalne:

- Ograniczenia dla cech obniżających wytrzymałość: sęki, nachylenie włókien, gęstości albo szybkości wzrostu, pęknięcia
- Ograniczenia cech mechanicznych: zanik, zniekształcenia (łuk, sprężyna, skręcenie)
- Ograniczenia cech biologicznych: uszkodzenia od grzybów I
- Inne cechy: uszkodzenia mechaniczne

Zalety i wady oceny wizualnej to:

- Zasady są proste, łatwe w zrozumieniu i zastosowaniu a zastosowanie nie wymaga wielkich umiejętności technicznych i kosztownego sprzętu
- Jest to praca intensywna i nieefektywna ponieważ gęstość drewna (mająca duże znaczenie) jest jedynie szacowana.
- Wyniki oceny zależą od uwagi i umiejętności osoby odpowiedzialnej za ocenę; dlatego zakres i obiektywność jest tu ograniczona.
- jeśli zasady są stosowane poprawnie, metoda jest efektywna i tania.

Specyfikacje przypisania krajowych klas wizualnych do systemu wytrzymałości z normy EN 338 można znaleźć w normie europejskiej EN 1912.

— Maszynowa ocena wytrzymałości

W trakcie maszynowego sortowania wytrzymałości, oprócz parametrów klasyfikacji wizualnej, są brane pod uwagę: główna parametry wpływająca na wytrzymałość drewna: gęstość i moduł sprężystości. W konsekwencji, drewno może być ocenione z wyższą wiarygodnością i może wykorzystane bardziej efektywnie.

Proces jest wykonany przez maszyny, a opiera się zwykle na następujących zasadach fizycznych:

- Zasady mechaniczne (zginanie, próbne obciążenie)
- Drgania (pomiar częstotliwości własnych i ultradźwięki)
- Radiografia (promienie X, mikrofały)
- Optyka (kamery CCD, pomiary laserowe "efektu cewki")
- Inne (pomiar przewodności cieplnej, uderzenia, itp.)

Zalety i wady maszyn sortujących to:

- Klasyfikacja jest powtarzalna i obiektywna, prowadzi do większej dokładności oceny w wyższych klasach wytrzymałości
- Szybkość sortowania może być podniesiona (do 300 m/min)
- Wyposażenie jest drogie, wprowadzenie go ma sens jedynie w przedsiębiorstwach z dużą zdolnością produkcyjną. Maszyny muszą być utrzymywane w dobrym stanie i remontowane, poza tym maszyny i/lub produkty muszą być kontrolowane przez wewnętrzny i zewnętrzny nadzór.
- Personel musi być wysoko wykwalifikowany.
- Akredytowane są jedynie urządzenia małogabarytowe.

Specyfikację maszyn sortujących można znaleźć w normach EN 14081 (Część 1,2,3 i 4).

Proces oceny wytrzymałości daje bardziej homogeniczne i wyskalowane właściwości mechaniczne i umożliwia definiowanie klas (patrz Rys. 2). Dla europejskiego systemu wytrzymałości określonego w EN 338, stabilizowane są charakterystyczne wartości dla gatunków drewna miękkiego (iglaste... C) i twardego (liściaste... D).

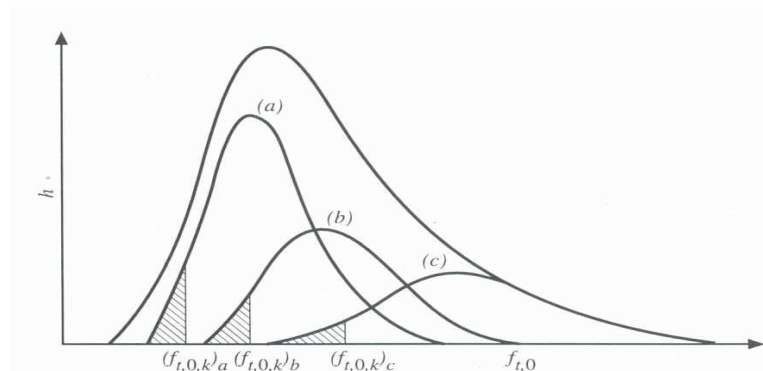


Fig. 2 Schemat dystrybucji wytrzymałości na rozciąganie drewna konstrukcyjnego przypisany trzem stopniom: a, b, c; [2].



### 3 Właściwości mechaniczne

Charakterystyczną cechą drewna konstrukcyjnego jest tego anizotropia. Nie dotyczy to wyrobów drewnianych przetworzonych (EWP), które są mniej więcej homogeniczne, jeśli chodzi o zachowania materiału i wartości parametrów.

Wyżej wymienione jest konsekwencją podstawowych kroków podczas produkcji drewna konstrukcyjnego:

- korowanie
- piłowanie
- suszenie
- planowanie (heblowanie, jeśli konieczne)
- kształtowanie uchwyty i połączeń (tylko niekiedy)
- klejenie na szerszej stronie (dla niektórych wyrobów; ale mniej niż 4 elementy)

Poza różnicami wspomnianymi dla materiału drzewnego i drewna na początku tego rozdziału, fizyczne właściwości dotyczące zachowania anizotropowego, kurczenie się i pęcznienie, czas obciążenia itp., są takie same jak dla materiału (wood) opisanego w Rozdziale 2.

Należy zauważyć, że charakterystyczne wartości wskazywane w tabeli są połączone a wymiarami odniesienia (dla litego drewna: szerokość  $b=150\text{mm}$  dla wytrzymałości na rozciąganie, wysokość  $h=300\text{ mm}$ ) z powodu "efektu wymiaru". Dla innych wymiarów w procesie projektowym, mogą być wymagane współczynniki  $k_b$  i  $k_h$ , które uwzględniają ten efekt.

## 4 Wyroby

### 4.1 Pale i drewno okrągłe

- Ogólnie

Dla wyrobów "pale i drewno okrągłe" jedynym procesem jest korowanie, a czasami jest dopuszczalne cięcie wzdłuż osi południkowej, dla zredukowania efektu skurczu się i pęcznienia. Należy unikać uszkodzenia naturalnej struktury włókien, np. przez zmianę przekroju poprzecznego. W efekcie, może być osiągnięty wzrost właściwości na zginanie i rozciąganie, jak również dla MOE, o ok. 20% w porównaniu do drewna ściętego.



– Właściwości mechaniczne

Z powodów praktycznych oprócz wpływów cech wzrostowych na właściwości mechaniczne (jak wielkość i liczba sęków, nachylenie włókien, itp.) wartości graniczne dla:

- zbieżność (zmniejszanie się wymiarów przekroju poprzecznego wzdłuż osi południkowej)
- skręcone włókna (wywołane wzrostem drzewa)
- owalność (proporcje wymiarów poprzecznych)

muszą zostać rozważone kiedy używamy okrągłego drewna ze względu na nośność elementów.

– Wymiary

Długość: do 20m (zależnie od możliwości transportowych)

Średnice: od małych (80 mm) aż do 500 mm, zależnie od gatunku drewna

– Zastosowanie

Pale i okrągłe drewno są prawie wyłącznie wykorzystane na elementy obciążone podłużnie, jak np. słupki i krzyżulce kratownic. Są często one często stosowane w budynkach rolniczych, mostach przy wyrębie lasu i w powszechnie spotykanych budowlach, takich jak słupy telefoniczne, rusztowania, a także jako pale do fundamentowania budynków. Produkt jest tani, łatwy do zorganizowania, podczas gdy ma swoje wady w projektowaniu, a w szczególności połączeń (trwałość).

– Gatunki drewna

Mogą być stosowane wszystkie dostępne gatunki drewna – miękkie (świerk, sosna, jodła, modrzew, daglezja zielona, itp.) i twarde (dąb, buk, jesion, klon, robinia, orzech itp.).

## 4.2 Lite drewno

– Ogólnie

Lite drewno (w tym piłowane) jest pozyskiwane przez piłowanie pni na pryzmatyczne kawałki o określonej wielkości. Po przepiłowaniu kawałki te są zazwyczaj technicznie suszone, do zawartości wilgoci  $u \leq 20\%$  (jeśli to możliwe, do wilgotności równowagowej). Zależnie od wykorzystania, czasami to jest również planowane (wyrównane powierzchniowo).

Wadą litego drewna jest to, że przejawia ono tendencję do pęknięcia i zniekształcania się podczas procesu suszenia. Dla drewna miękkiego to zachowanie może być wyjaśnione przez inne cechy materiału w rdzeniu ("młodociane drzewo" wewnątrz pierwszych 15 - 20 słoików, z małą gęstością i bardziej większymi słojami, mocniejsze słoje spiralne i wyższa sękowość) i w zewnętrznych strefach pnia. Jeśli chcemy uniknąć pęknięć w litym drewnie,





należy oddzielić wewnętrzne strefy pnia podczas przepiłowywania. Daje to wyższą stabilność wymiarów.

– Właściwości mechaniczne

Mechaniczne właściwości podczas ściskania i rozciągania gatunków drewna miękkiego, jak również przy zginaniu, rosną wraz ze wzrostem odległości od środka deski do rdzenia pnia, głównie z powodu mniejszych sęków, lecz także z powodu większej gęstości w zewnętrznych strefach pnia. W konsekwencji, przepiłowane drewno o wysokiej wytrzymałości i sztywności powinno być otrzymane stamtąd, podczas gdy elementy o dużej wymaganej odporności na ścinanie powinny być wycięte z wewnętrznych części pnia (ważne dla glulam!). Lite drewno jest zazwyczaj wizualnie sortowane (na wytrzymałość) w myśl krajowych norm (np. ÖNORM DIN 4074-1 w Austrii). Dla desek i desek rusztowań, w szczególności do wykorzystania na glulam, jest stosowane sortowanie maszynowe drewna piłowanego.

– Wymiary

Zależnie od wymiarów elementów, piłowane drewno może być określone następująco:

	<b>Thickness, t / height, h</b>	<b>Width, b</b>
<b>Laths</b>	$t \leq 40 \text{ mm}$	$b < 80 \text{ mm}$
<b>Boards</b>	$t \leq 40 \text{ mm}$	$b \geq 80 \text{ mm}$
<b>Planks</b>	$t > 40 \text{ mm}$	$b > 3t$
<b>Square (sawn) timber</b>	$b \leq h \leq 3b$	$b > 80 \text{ mm}$

Tab. 2 Dimensions of typical members of solid timber and their notation  
(in accordance to the definitions in ÖNORM DIN 4074-1)

Kwadratowe piłowane drewno (w Europie Środkowej) jest wytwarzane do długości 16m, z krokiem 0,5m. Przekroje piłowanego prostokątnego drewna mają przyrosty wymiarów dwa centymetry, aż do 200/240mm. Typowa długość dla desek i listew (w Europie Środkowej) wynosi 4,0m; dostępne rozpiętości to 1,5 do 6,0 m. Typowe wymiary mogą różnić się od podanych wartości w pozostałej części Europ.

– Zastosowanie

W projektowaniu drewnianych konstrukcji, kwadratowe piłowane drewno jest stosowane dla wszystkich typów elementów nośnych, jak słupy, dźwigary, belki podłużne i inne elementy nośne. Wykorzystanie różni się od przeciętnego użycia we wszystkich obszarach inżynierii, dla szalowania i powszechnego wykorzystania w budownictwie do wszelkich innych.

Deski są używane dla tworzenia powierzchni nośnych, takich jak rusztowania, balkony albo sufity. Pionowy montowane deski są wykorzystane do produkcji kratownic z metalowymi łącznikami perforowanymi.



Płyty są używane jako poszycia dachowe albo podłogowe, jako nośne warstwy dla balkonów i tarasów, jak i do innych celów.

Listwy są powszechnie używane jako konstrukcje pomocnicze w podłogach, dachach i na fasadach.

W inżynierii drzewnej, listwy i deski również mogą być stosowane na powłoki uźebrowane i przestrzenne zakrzywione systemy sieciowe.

— Gatunki drewna

W Europie, stosowane są w przeważającej mierze lokalne gatunki drewna miękkiego, takie jak: świerk, jodła, sosna i modrzew, jak również bywa używana daglezja zielona. Coraz częściej są wykorzystywane gatunki twardego drewna: szczególnie dąb, buk, jak również jesion i grochodrzew (robinia).

### 4.3 Drewno konstrukcyjne o specjalnych właściwościach

#### 4.3.1 KVH<sup>®</sup> (Drewno Konstrukcyjne z lub bez łączników na wręby klinowe)

— Ogólnie

Poza specyfikacjami podanymi dla drewna piłowanego, konstrukcyjne drewno ze szczególnymi właściwościami, zwane KVH<sup>®</sup>, jest coraz częściej wytwarzane. Z powodu braku norm jakości, w szczególności związanych z zawartością wilgoci i wyglądu powszechnie wytwarzanego drewna piłowanego, przemysł tartaczny i organizacje cieśli w Niemczech uzgodniły stanowisko, pod koniec ostatniego wieku, na temat drewna piłowanego ze standaryzowanymi wymiarami (tak zwane "Preferowane wymiary"), z określoną zawartością wilgoci  $u = 15 \pm 3 \%$ , określoną jakością wyglądu (jakość widoczna i niewidoczna), i bardziej restrykcyjne przepisy dotyczące granic odkształceń. KVH<sup>®</sup> jest standardowo planowane (heblowane).

Oprócz wyżej wymienionych parametrów, drewno piłowane jest łączone na wczepy klinowe (zgodnie z EN 386). Aby poprawić dalszy rozwój i niezawodność drewna konstrukcyjnego, opracowany został produkt nazwany GLT<sup>™</sup>, w którym każdy element jest badany na rozciąganie podczas kontroli wyjściowej.

— Właściwości mechaniczne

Właściwości mechaniczne porównywalne są do tych dla drewna litego. Zwykle KVH<sup>®</sup> jest klasyfikowane wg niemieckich klas jako S10 wg DIN 4074 (C24 wg EN 338). Rzadziej jest klasyfikowane jako S13 (C30).



– Wymiary

Ustandaryzowane wymiary wyrobów KVH® i GLT™ podane są w tabeli 3.

KVH i GLT	Szerokość [mm]					
	120	140	160	180	200	240
Grubość [mm]						
60	✓	✓	✓	✓	✓	✓
80	✓	✓	✓	✗	✓	✓
100	✓	✗	✗	✗	✓	✗
120	✓	✗	✗	✗	✓	✓

✓ przekroje dostępne jako standardowe  
✗ przekroje nie dostępne jako standardowe

Tab. 3 "Preferowane wymiary" dla KVH® i GLT™

Zależenie od przekroju poprzecznego drewna nie łączonego, dostępne są jako standardowe długości 5m, oraz 14m dla elementów łączonych na wczepy klinowe. Przy specjalnych zamówieniach możliwe są długości do 18m.

– Zastosowanie

Drewno konstrukcyjne jest wykorzystany podobnie jak lite drewno: na słupy, dźwigary, belki podłużne i inne elementy nośne. Szczególnie jest wykorzystane do budowy widocznych elementów wewnątrz pomieszczeń oraz jako części konstrukcji dachowych.

– Gatunki drewna

Zazwyczaj drewno konstrukcyjne jest wykonane ze świerku. Sosna, jodła i modrzew również mogą być używane jako gatunki do produkcji KVH® i GLT™.

#### 4.3.2 Belki DUO/TRIO

– Ogólnie

Belki DUO i TRIO są zbudowane z dwóch lub trzech elementów Drewna Konstrukcyjnego – szczególnie KVH® – które są sklejone swoimi szerszymi bokami w sposób podobny do produkcji glulamu (drewna klejonego). To daje tą przewagę, że proces suszenia może być wykonany na względnie małych przekrojach poprzecznych, podczas gdy KVH® może być stosowane dla większych przekrojów poprzecznych.



Z powodu względnie szerokiego obszaru klejonego, który powoduje silniejsze wewnętrzne naprężenia z powodu różnic wilgotności, belki DUO i TRIO są zatwierdzone tylko do wykorzystania w klasach użytkowości 1 i 2.

– Właściwości mechaniczne

Właściwości mechaniczne są podobne do tych dla KVH® i drewna litego. Z powodu faktu, że w belkach DUO i TRIO są dwa albo trzy elementy jednocześnie w stanie naprężenia, może być wzięty pod uwagę tzw. efekt układu belek.

– Wymiary

Dozwolone wymiary są określone przez ograniczenia pojedynczych przekrojów porzeczných. W tabelach 3 i 4 podano standardowe wymiary. Dostępne są elementy do 18m długości.

Belka Duo		Wys., h [mm] (prost. do węzła klejonego)							
		100	120	140	160	180	200	220	240
Grubość, b [mm] (prostopadle do węzła klejonego)	80	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
	100	✓	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
	120	x	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	140	x	x	✓	x	x	✓	x	x
	160	✓	✓	✓	✓	x	x	x	x
<p>✓ przekroje dostępne jako standardowe</p> <p>x przekroje nie dostępne jako standardowe</p>									

Tab. 4 "Preferowane wymiary" belek DUO

Belka Trio		Wys., h [mm] (prost. do węzła klejonego)							
		100	120	140	160	180	200	220	240
Grubość, b [mm] (prostopadle do węzła klejonego)	180	x	x	x	x	✓	✓	✓	x
	200	x	x	x	✓	x	✓	x	x
	240	x	✓	✓	✓	✓	x	x	x
<p>✓ przekroje dostępne jako standardowe</p> <p>x przekroje nie dostępne jako standardowe</p>									

Tab. 5 "Preferowane wymiary" przekrojów belek TRIO



– Zastosowanie

Belki DUO i TRIO powiększają zakres zastosowań odpowiednio KVH<sup>®</sup> i drewna litego (z powodu większego przekroju poprzecznego). Ogólnie mogą być wykorzystane w tych samych zastosowaniach co KVH<sup>®</sup> i drewno lite.

– Gatunki drewna

Belki DUO i TRIO są zwykle wykonane ze świerku.

## 5 Literatura

- [1] Madsen, B.;  
“Structural behaviour of timber“,  
Amer Society of Civil Engineers, 1995
- [2] Glos, P.;  
“Strength grading“,  
Chapter A6 from “STEP 1 – Timber Engineering“; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995
- [3] Schickhofer, G.; et.al.  
“Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz, Part A“,  
Lecture notes, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz  
University of Technology, Graz/Austria, 2004 (in German)
- [4] Augustin, M.;  
“Eine zusammenfassende Darstellung der Festigkeitssortierung von Schnittholz“,  
Diploma thesis, Institute for Steel, Timber and Shell Structures, Graz University of  
Technology, Graz/Austria, 2004 (in German)

Rozdział 3 został opracowany przez: Manfred AUGUSTIN, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology / Austria.





## KLEJE DO DREWNA

### 1 Wstęp

Wykorzystanie drewna bez żadnych dodatkowych działań – związanych z jego naturalnymi ograniczeniami – jest ograniczone względnie małą długością i małym przekrojem. Jedną z możliwości eliminacji tych ograniczeń jest połączenie dwóch lub więcej drewnianych części za pomocą klejów.

Klej jest niemetalicznym, w większości przypadków organicznym, materiałem, który łączy ciała stałe poprzez powierzchnię kleju i siłę wiązania w taki sposób, że struktura części (poszczególnych składników układu) nie ma znaczenia. Połączenie wytwarza się bez jakichkolwiek mechanicznych łączników, a części są połączone bezpośrednio. Kiedy obciążenia są przyłożone, części składowe pracują jako jeden obciążony element.

W tych połączeniach kleje mają za zadanie wypełnianie luk pomiędzy drewnianymi elementami, które są połączone i wytwarzać wiązanie klejowe dla każdego elementu, które jest równie silne i trwałe jak siła kohezji między elementami. Dodatkowo warstwa klejowa musi mieć wydatną trwałość, żeby zapewnić jakość łączenia podczas przypisanej klasy usługi powyżej oczekiwanego okresu trwałości struktury.

Na początku procesu klejenia, klej musi mieć postać płynną. Kiedy stosuje się go na powierzchnię elementów, koniecznym jest pokrycie powierzchni w taki sposób, żeby siły przyciągania pomiędzy klejem i częściami drewnianymi były rozproszony i warstwa klejowa mogła penetrować powierzchnie części drewnianych. Dla uzyskania tego, a także by wypełnić luki pomiędzy częściami składowymi, musi być zastosowany odpowiedni nacisk. Po określonym czasie, płynny klej zmienia swoją charakterystykę w warstwę stałą – z dostateczną siłą i twardością, żeby związać części bez dalszego docisku. Ten proces – także określany jako konserwowanie lub utwardzanie – może być uzyskany przez proces fizyczny bądź chemiczny, oraz jako połączenie tych dwóch procesów. Dla klejów używanych do produkcji obciążonych węzłów klejonych w większości zaangażowane są procesy chemiczne, od czasu kiedy fizycznie utwardzane kleje zmierzały do pokazania wysokich wskaźników pełzania, które nie są wymagane do celów obciążeniowych.

Mechaniczne „zazębienie” pomiędzy powierzchni kleju i komponentów składowych połączenia jest zrealizowane przez penetrację ciekłego kleju w komórki powierzchni drewna i następujący proces utwardzania (Rys. 1).

Nośności węzłów klejonych są zdefiniowane poprzez adhezję i kohezję linii klejenia i drewnianych części, i zależą od wielu czynników. Najważniejszymi są: materiał składowych komponentów (jakość i przepuszczalności (planowanej) powierzchni, orientacji włókien, typu i charakterystyki kleju, robocze warunki miejscowe (temperatura, wilgotność względna),

mieszanka klejowa i jej zastosowanie, otwarty / zamknięty montaż (zestaw) czasowy, zmierzający do zastosowania, temperatura nacisku, czas nacisku, geometria przedmiotu obrabialnego (liniowa lub zakrzywiona).

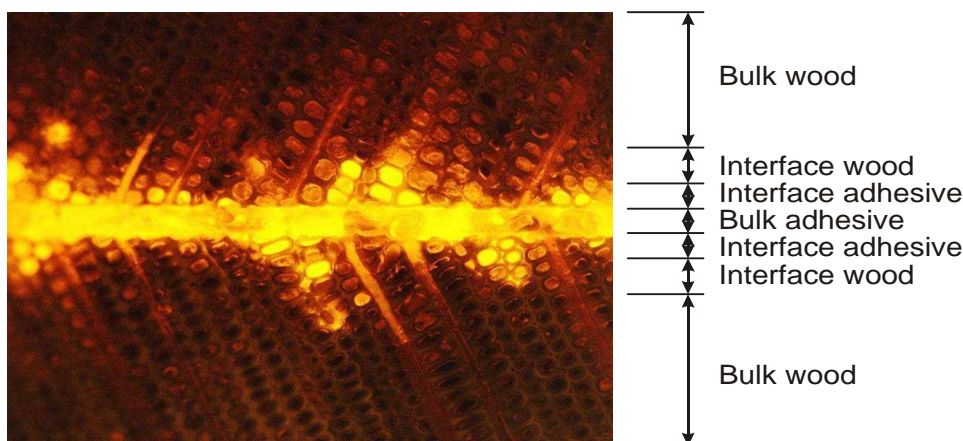


Fig. 1 Detal złącza *PUR-wood* z użyciem mikroskopii fluorescencyjnej (zdjęcie: Dr. K. Richter, EMPA Dübendorf / CH, [5])

Następnie, wymagana jest pewność i niezawodność procesu produkcji, w ten sposób, że linia klejenia musi być silniejsza niż otaczające drewno.

Z powodu szerokiego zakresu wymagań dla różnych celów, kleje w inżynierii drzewnej muszą być sklasyfikowane ogólnie, na te mające zastosowanie dla celów obciążeniowych i nie obciążeniowych ( np. do klejenia szyb, produkcji meblarskiej, podłóg drewnianych, itp.).

Dodatkowo musi być zaznaczone, że poza wymienionymi parametrami, wybór stosownego kleju musi być skoordynowany z docelowym użyciem dla danego produktu.. oznacza to, że czynniki, jak temperatura, czas trwania obciążenia, wilgotność, itp. Muszą być to wzięte pod uwagę. W granicach Eurokodu 5 jest to zrobione poprzez zastosowanie klas użyteczności.

## 2 Klasyfikacja klejów zgodnie z Eurokodem 5

W ramach Eurokodu 5, specyfikacje do używania klejów dla celów strukturalnych podane są w EN 301 „Kleje na bazie fenolo- i aminoplastów do drewnianych konstrukcji nośnych – Klasyfikacja i wymagania użytkowe”. Odpowiadające im normatywy badań podane są w EN 302 „Kleje w drewnianych konstrukcjach nośnych – Metody badań” (część 1-7). Normy te dotyczą jedynie klejów fenolowych i aminoplastycznych.

W powyższych normach kleje sklasyfikowane są jako:

- Kleje typu I  
(używane tylko na zewnątrz i w temperaturach powyżej 50 °C)
- Kleje typu II  
(używane w ogrzewanych i wentylowanych budynkach i chronione przed warunkami



zewnętrznymi. Tylko krótkotrwała ekspozycja na warunki zewnętrzne pogodowe i temperatury powyżej 50°C.

Zgodnie z normą EN 1995, tylko kleje zgodne z normą EN 301 są ostatnio dopuszczone do celów nośnych.

Kleje dla klejenia produktów inżynierii drewna używane są do celów nośnych (np. forniry, OSB, płyty wiórowe, itp.) są poddane do specjalnych regulacji, które muszą być zbadane dla specyficznego produktu i jego użycia.

### 3 Typ klejów używanych w inżynierii drzewnej

#### 3.1 Aspekty ogólne

Dla montażu połączeń klejonych, dużą skalą różnorodności klejów są dostępne na rynku. Kleje mogą być, np. sklasyfikowane przez ich mechanizm utwardzający w fizycznych, chemicznych i mieszanych typach utwardzających. Dla celów nośności, fizycznie utwardzane kleje są w powszechnym użyciu. Charakterystyka dla tej grupy jest taka, że pewne chemiczne części składowe są wymieszane w odpowiednim stosunku. Następnie proces utwardzania jest aktywowany przez reakcję chemiczną (polikondensacja, poliaddycja, polimeryzacja), typy klejów używane w przemyśle drzewnym, mogą być pogrupowane. Następnie jeden musi być rozpoznawalny pomiędzy jedno- i dwuskładnikowych klejów zależnie od liczby zastosowanych do przygotowania kleju składników.

Poniżej podany jest krótki opis najważniejszych podgrup, wraz z ich najważniejszymi właściwościami i przedstawicielami, jako słowa kluczowe.

#### 3.2 Kleje oparte na polikondensacji

Ogólne właściwości tego typu klejów to:

- Relatywnie długi nacisk i czas dojrzewania
- Zachowanie kruche
- Wywołuje naprężenia skurczowe
- Zdolność do wypełniania szczelin
- Możliwość zniszczenia włókien (z powodu kwaśnego utwardzacza)
- Ekonomiczność (UF)
- Długie doświadczenie
- Emitowanie formaldehydów



Przedstawicielami tej podgrupy są:

- Resorcinformaldehyde (RF): Typ I
- Phenolresorcinformaldehyde (PRF): Typ I
- Melaminformaldehyde (MF): Typ I
- Melaminureaformaldehyde (MUF): Typ I
- Ureaformaldehyde (UF): Typ II

### 3.3 Kleje oparte na poliaddycji

Przedstawicielami tej podgrupy są:

- Emulsion-Polymer-Isocyanate (EPI): Typ I
- Jednoskładnikowe poliuretany (1C-PUR): Typ I

Właściwości:

- krótsze czasy wiązania
- mniejsze ciśnienie docisku
- wyższa sprężystość
- brak zniszczenia włókien
- słabe wypełnienie szczelin
- droższy, ale bardziej wydajny (mniej odpadów)
- znosi wyższe zawilgocenie
- nie uwalnia formaldehydów
- niskie TG: tendencja do skurczu temperaturowego

- Kleje epoksydowe

Właściwości:

- system dwuskładnikowy
- wysokoreaktywny chemicznie
- niska siła zacisku
- zachowanie kruche
- brak zniszczenia włókien
- dobre wypełnienie szczelin
- wiąże do większości materiałów
- drogi: najczęściej stosowany do napraw i wzmocnień
- Niskie TG: tendencja do skurczu temperaturowego



## 4 Typy połączeń klejonych stosowanych do celów konstrukcyjnych

Zależnie od pozycji geometrycznej połączeni klejonego i jego przeznaczenia, można rozróżnić następujące rodzaje połączeń klejonych do celów konstrukcyjnych.

### 4.1 Węzły równoległe (boczne)

Dla tych typów połączeń klej musi przenieść naprężenia ścinające, naprężenia równoległe i prostopadłe do włókien obu klejonych części drewnianych. Kleje, które są przyjęte do celów nośnych zazwyczaj spełniają te wymogi bez jakichkolwiek problemów. Ponieważ kierunek włókien wiązanych elementów leżą w tym samym kierunku, naprężenia z powodu zmian zawartości wilgoci (pęcznienie i skurcz) są niewielkie.

W praktyce, przykładami tych typowych połączeń są szerokie powierzchnie przy produkcji glulam (drewna klejonego, patrz Rozdział 5) i klejenie węższych boków pojedynczych warstw przy produkcji CLT (patrz Rozdział 6). Ponadto, ten typ połączenia występuje również w prętach wklejanych i wzdłuż płytek piłowanych (?).

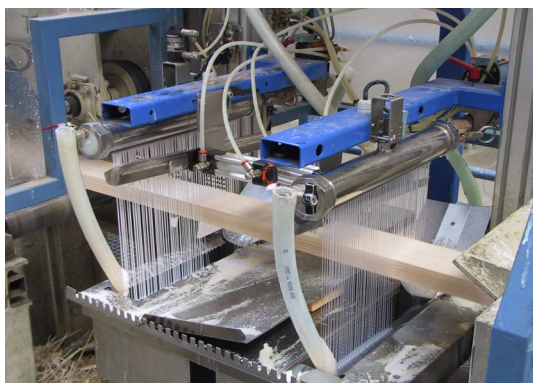


Fig. 2 Zastosowanie klejów i pras przy produkcji glulam

### 4.2 Połączenia typu koniec-do-końca

Wytrzymałość tych typów połączeń klejonych musi być wyższa niż wytrzymałość na rozciąganie otaczającego drewna. Niska nośność klejów nie zezwala na produkcję połączeń doczołowo-zakładkowych do celów konstrukcyjnych, przynajmniej do najbardziej oddalonych lameli w produktach warstwowych. Ten problem jest rozwiązany przez naprężeń rozciągających na naprężenia ścinające, co można osiągnąć przez połączenie części przez pochylone strefy kontaktowe. Jest to zazwyczaj stosowane do produkcji połączeń zakładkowych i wczepowych w przemyśle drzewnym. Idealna jest sytuacja, gdy wytrzymałość na ścinanie w połączeniu pasuje do wytrzymałości na rozciąganie elementów łączonych. Przez to, że stosunek tych naprężeń wynosi około 1:10, pole obszar klejonego w połączeniu powinno być 10 razy większe niż przekrój poprzeczny części drewnianej.





Jeśli ustawienie obu elementów będzie w linii prostej w tym samym kierunku, nie wystąpią żadne problemy z powodu pęcznienia i skurczu.



Fig. 3 Połączenie zakładkowe w zewnętrznej warstwie LVL oraz połączenie na wczep klinowy lameli z drewna klejonego

### 4.3 Połączenia krzyżowe

W połączeniach skrzyżowanych warstwa adhezyjna (zczepna) jest obciążona naprężeniami ścinającymi równoległymi do włókien i naprężeniami rozciągającymi prostopadłymi do włókien. Wymagane właściwości wytrzymałościowe kleju dla tych naprężeń zazwyczaj są zapewnione, ale w razie zmian zawartości wilgoci, połączone elementy powiększają się i kurczą się poniżej pod mniej lub bardziej ortogonalnym kątem, który zapoczątkowuje duże naprężenia w strefie kontaktowej. Ten fakt musi być brany pod uwagę przy stosowaniu połączeń ukośnych, np. w produkcji elementów CLT albo płyt klejonych.



Fig. 4 Połączenia skrzyżowane w CLT i płytach laminowanych



## 5 Produkcja połączeń klejonych

Proces produkcji połączeń klejonych może być podzielony na następujących etapy:

- Suszenie elementów drewnianych do wilgotności równowagi oczekiwanej w konstrukcji. Ta zawartość wilgoci musi być zgodna ze wskazówkami użycia kleju.
- Wizualna lub maszynowa selekcja drewna
- Powierzchnie, gdzie klej będzie zastosowany muszą być zheblowane (planowane) odpowiednimi narzędziami. Musi to zostać zrobione najlepiej w przeddzień procesu klejenia, aby uniknąć obecności na powierzchni niepożądanego kurzu, itp. Ważne jest, aby wykonać odpowiednie cięcie za pomocą ostrych narzędzi tak, żeby klej mógł penetrować powierzchnię drewna (żadne uszkodzenie splanowanej powierzchni).
- Mieszanie i aplikacja kleju z odpowiednim wyposażeniem. Zależnie od zastosowanych klejów, muszą zostać spełnione niektóre wymagania dotyczące klimatu w pomieszczeniu produkcyjnym (temperatura, wilgotność).
- Zastosowanie odpowiedniego ciśnienia (zależnie na celu i wyrobu; np. dla glulamu: 3 – 5MPa) aby utrzymać powierzchnię elementów w stałym kontakcie ze sobą aż warstwa zczepna osiągnie wystarczającą wytrzymałość dla dalszej obróbki. Należy wspomnieć że należy wziąć pod uwagę określony czas od aplikacji kleju do zainicjowania procesu ściskania, zależnie od specyfikacji zastosowanego kleju..
- Transport do punktu pośredniego pielęgnacji; w niektórych przypadkach może być wymagana aplikacja ciepła albo innych metod (np. metod mikrofalowych) przyspieszających proces utwardzania.
- Pielęgnowanie związanych elementów do osiągnięcia stwardnienia, a nawet osiągnięcia temperatury i wilgotności równowagowej w produkcie (dla niektórych wyrobów np. glulamu: prace wykończeniowe dające odpowiednią jakość powierzchni). Na koniec, wycinanie elementów do ich planowanych wymiarów.
- Pakowanie i wysyłka.

## 6 Projektowanie i mechanika połączeń klejonych

Dla projektowania połączeń klejonych, należy brać pod uwagę kilka czynników i parametrów, które wpływają na wytrzymałość danego połączenia. Te parametry to np: zawartość wilgoci w drewnie, wielkość i kierunek przyłożonych sił, środowiska eksploatacji i "życia" obiektu.

Odnosnie zachowania mechanicznego, mogą być rozróżniane połączenia klejone o charakterystykach sztywnych i sprężystych.

Zakłady ze sztywnym (cienkowarstwowym) klejem, obciążone naprężeniami ścinającymi, wywołują piki naprężeń na końcach połączeń, gdzie występują krawędzie warstwy. Obszary w linii kleju przenoszą tylko niewielkie wartości obciążeń. Konsekwencją tego rozkładu naprężeń jest to, że grubsza warstwa kleju powoduje mały wzrost nośności.

W przeciwieństwie do tego, w sprężystej (grubej) warstwie kleju mogą być zauważone mniej więcej jednorodne naprężenia. W konsekwencji, obszary kleju są wykorzystane w wydajniejszy sposób, pozwalający osiągnąć wyższą nośność, gdy zwiększymy grubość warstwy kleju.

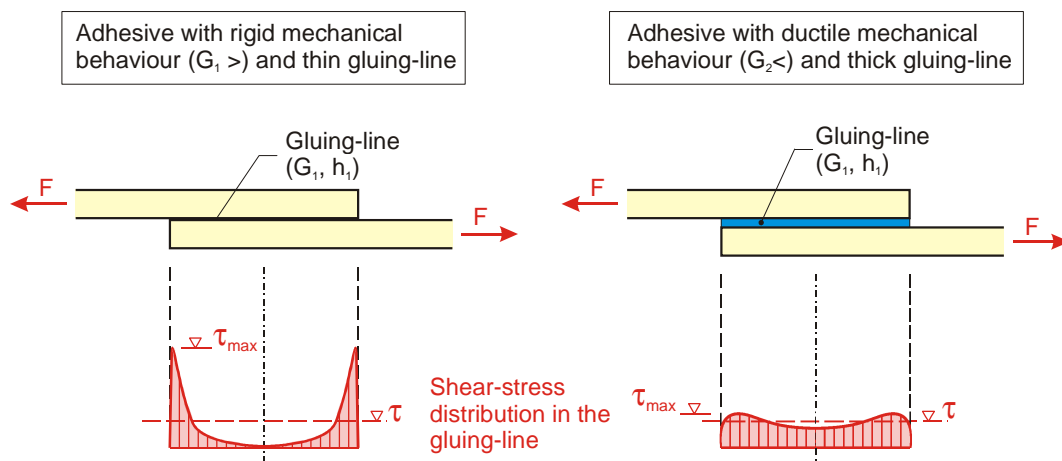


Fig. 5 Rozkład naprężeń ścinających w klejonym połączeniu zakładkowym ze sztywną (cienką) i plastyczną (grubszą) warstwą kleju

Warstwy klejowe (zczepne) stosowane w inżynierii drzewnej przeważnie są cienkowarstwowe (cienkowarstwowe  $< 0,1\text{mm} <$  grubowarstwowe). W efekcie, może być uzyskane połączenie quasi-sztywne.



## 7 Literatura

- [1] Raknes, E.;  
“Adhesives”,  
Chapter A12 from “STEP 1 – Timber Engineering”; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995
- [2] Schickhofer, G.; et.al.  
“Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz, Part A”,  
Lecture notes, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz  
University of Technology, Graz, Austria, 2004 (in German)
- [3] Dunky, M.; Niemz, P.;  
“Holzwerkstoffe und Leime – Technology und Einflussfaktoren”,  
Springer, Berlin-Heidelberg, Germany, 2002 (in German)
- [4] Chaudhary, M.; Pocius, A.V.; (Ed.)  
“Adhesion Science and Engineering,  
Volume 1: The Mechanics of Adhesion”,  
Elsevier Science B.V., Amsterdam, The Netherlands, 2002
- [5] Chaudhary, M.; Pocius, A.V.; (Ed.)  
“Adhesion Science and Engineering,  
Volume 2: Surfaces, Chemistry and Applications”,  
Elsevier Science B.V., Amsterdam, The Netherlands, 2002
- [7] Packham, D.E.; (Ed.)  
“Handbook Adhesion”,  
Second Edition, John Wiley & Sons, West Sussex, UK, 2005
- [8] Davis, G.;  
“The performance of adhesives systems for structural timbers”,  
Paper, International Journal for Adhesion and Adhesives,  
Vol. 17, Nr. 3, p. 247 – 255, 1997
- [9] Richter, K.;  
“Gluing technologies and properties of GLT”,  
Presentation, 1. GraHSE 2007, Institute for Timber Engineering and Wood  
Technology, Graz University of Technology, Graz / Austria, 2007

Rozdział 4 został przygotowany przez: Manfred AUGUSTIN, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology / Austria.





## DREWNO KLEJONE

### 1 Wstęp

#### 1.1 Wprowadzenie

Konstrukcyjne drewno klejone albo glulam jest jednym z najstarszych drewnianych produktów inżynierskich i jest wciąż bardzo konkurencyjny w nowoczesnych konstrukcjach. Glulam składa się z drewnianych desek, które są sklezione razem, tak że otrzymują formę belki o pożądanym przekroju poprzecznym.

Konstrukcje klejone są stosowane od wieków, ale przełom dla glulamu nastąpił na początku wieku XX-go dzięki Niemcowi o nazwisku Otto Hetzer. W 1906 roku uzyskał patent na swój wynalazek zakrzywionych, klejonych drewnianych części, zbudowanych z kilku laminatów, które są składane pod ciśnieniem i nierozzerwalnie połączone. Z tym, że Hetzer opracował unikalną metodę, wskutek czego naturalne wymiary drzewa mogły być "przewyciężone", co pozwoliło na budowanie trwałych konstrukcji.

Do początku lat sześćdziesiątych, produkcja była raczej niewielka, ale od tej pory ciągle rośnie, głównie z powodu postępów w technologii produkcji oraz klejów, które zaprowadziły i ciągle prowadzą do lepszej eksploatacji tego naturalnego materiału.

#### 1.2 Przegląd

Drewno klejone jest produkowane przez klejenie i łączenie oddzielnych kawałków drewna – laminatów – w kontrolowanych warunkach. Laminaty są układane w poziomych warstwach z włóknami w kierunku podłużnym, w przeciwieństwie do tzw. CLT, gdzie włókna są ułożone na przemian równoległe i prostopadle. Drewno klejone poprzecznie zostanie omówione w następnym rozdziale.

Proces produkcyjny glulamu w połączeniu ze współczesnymi technikami klejenia czyni z niego materiał konstrukcyjny z wysokiej jakości z wyjątkowymi cechami. W porównaniu do litego drewna, elementy z glulamu osiągają większą wytrzymałość i sztywność i mogą być wytwarzane w prawie każdym kształcie i wielkości.

Dzięki jego elastyczności i zdolności do przystosowania się glulam jest odpowiedni dla szerokiego zakresu wykorzystania, szczególnie do konstrukcji hal o dużych rozpiętościach.

## 2 Produkcja drewna klejonego

### 2.1 Proces produkcji

Proces produkcyjny drewna klejonego odbywa się niemal w ten sam sposób niezależnie od producenta czy kraju. Rysunek 1 pokazuje schematycznie szkic tego procesu.

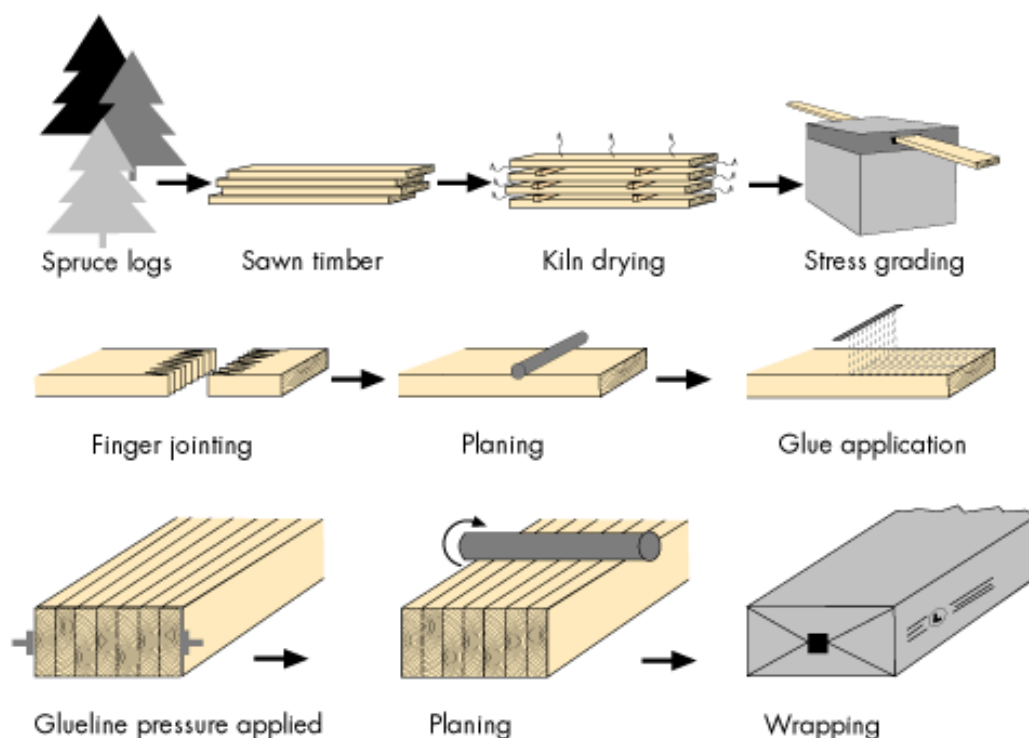


Fig. 1 Szkic procesu produkcji glulamu  
(Za zgodą Svenskt Limträ AB)

W zasadzie, do produkcji glulamu może być użyty jakiegokolwiek gatunek drewna, pod warunkiem, że zostanie użyty odpowiedni klej. Jednakże w praktyce są stosowane głównie drewna miękkie, odkąd wykorzystanie twardych gatunków często jest powiązane z trudnościami w ich sklejeniu. Powszechnie używanym materiałem jest świerk.

- Deski albo laminaty o grubości około 40-50 mm i długości 1,5-5,0 m są pobrane ze składu. Dla belek zakrzywionych mogą być wymagane cieńsze laminaty (20-30 mm).
- Laminaty są suszone do stałej zawartości wilgoci, która musi wynosić 8-15%. Różnica w zawartości wilgoci między przyległymi laminatami nie może przekraczać 5%. Zastosowany klej wymaga zawartości wilgoci maksymalnie 15%. Wytrzymałość złącza klejowego będzie wtedy optymalna i zawartość wilgoci w końcowej konstrukcji osiągnie wtedy równowagę, co pozwoli uniknąć kłopotliwego rozwarstwienia.



- Wyszuszone laminaty są sortowane wizualnie albo, coraz częściej, maszynowo wg klas wytrzymałości. Wykorzystanie maszyn pozwala na dokładniejsze sortowanie, które pozwala na osiągnięcie wyższych wytrzymałości glulamu. Klasyfikacja wytrzymałościowa pozwala dla tworzenie przekroju poprzecznego glulamu z laminatów o zbliżonych wytrzymałościach, tak nazwany "glulam homogeniczny". Aby wykorzystać wytrzymałość drewna maksymalnie, umieszcza się zazwyczaj wyższej jakości laminaty w najdalszych częściach przekroju poprzecznego, gdzie naprężenia zwykle są najwyższe, a niższej jakości laminaty w strefach wewnętrznych, tworząc tzw. "glulam złożony". W wytwórni trzeba dlatego mieć możliwość składowania przynajmniej dwóch klas jakości laminatu w tym samym czasie.
- Laminaty łączy się wzdłużnie za pomocą wczepów klinowych, aby wytworzyć laminat ciągły. Połączony tak profil jest cięty i pokrywa się je klejem. Laminaty są następnie ściskane razem przez co najmniej dwie sekundy. Ciągłe laminaty są następnie cięte na wymagane długości i przechowane minimum osiem godzin do wyschnięcia kleju.
- Po wyschnięciu laminaty są heblowane, aby usunąć pozostającą powierzchnię chropowatą i nierówności połączeń wczepowych.
- Laminaty są następnie natychmiast złożone na sobie, z włóknami wzdłuż kierunku elementu, i sklejone razem do uzyskania pożądanego przekroju poprzecznego. Przy glulamie złożonym należy zwrócić uwagę na położenie wewnętrznych i zewnętrznych laminatów. Aby zredukować naprężenia wewnętrzne laminaty są przekręcane tak że strony bliżej rdzenia biegną wzdłuż tej samej drogi w przekroju poprzecznym. Zewnętrzne laminaty są, jednakże, zawsze obrócone stroną "wewnętrzną" na zewnątrz.
- Zestaw laminatów przechodzi następnie przez stanowisko z klejem i przykładane jest odpowiednie ciśnienie. Operacja ta musi być przeprowadzona zanim klej stwardnieje, po ok godzinie, zaś dokładny czas zależy od typu kleju i temperatury otoczenia. Laminaty mogą być zakrzywiane w czasie przyłożenia nacisku, co pozwala na stworzenie ich form profilowanych albo zakrzywionych. Następnie klej stwardnieje w warunkach kontrolowanej wilgotności i temperatury (zwykle przy wilgotności względnej 65% i temperaturze 20°C), czasami z większym stopniem nagrzania. Proste belki mogą być wytwarzane w prasach ciągłych z dużą częstotliwością.
- Gdy klej stwardnieje, ciśnienie jest zwolnione i części z glulamu są heblowane na bokach w celu usunięcia wyciśniętego kleju i utworzenia gładkiej powierzchni. Następuje wtedy wykańczanie części, które obejmuje różne zabiegi i prace przedmontażowe (np. precyzyjne piłowanie, wiercenie otworów do połączeń, nakładanie powłok). Na koniec, elementy są kontrolowane wizualnie i oznaczane przed opakowaniem i załadunkiem do transportu na plac budowy albo do przechowalni wyrobów gotowych.

Teoretycznie, element klejony może być wytworzony w prawie każdym rozmiarze. W praktyce, jego wielkość jest ograniczona możliwościami transportowymi i wytwórczymi. Innym ograniczeniem jest czas otwarcia kleju.



## 2.2 Kontrola jakości produkcji

Kontrola jakości jest ważną częścią produkcji glulamu. Składa się ona z części wewnętrznej realizowanej przez producenta i zewnętrznej część wykonaną przez niezależną obcą firmę. Kontrola jakości obejmuje testy zginania albo rozciągania węzłów wczepowych i testy na rozwarstwienie lub testy ścinania do sprawdzenia ciągłości warstwy kleju.

Producent musi wprowadzić system fabrycznej kontroli produkcyjnej (FPC) oraz plan realizacji testów produktów wraz z ich realizacją. Będzie to sprawdzane przez niezależną jednostkę zewnętrzną, które dodatkowo realizuje wizyty kontrolne w fabryce i przeprowadzi badania wstępne. Wykonanie kontroli jakości zgodnie z normami Unii Europejskiej pozwala na przyklejanie znaku CE na wyrobach:

- EN 301: Kleje z żywic syntetycznych (fenolowe i amino-plastyczne) dla drewna
- EN 385: Wytwarzanie połączeń wczepowych drewna konstrukcyjnego
- EN 386: Wytwarzanie elementów z konstrukcyjnego drewna klejonego

## 3 Właściwości

### 3.1 Właściwości materiałowe

#### 3.1.1 Wytrzymałość i sztywność

Drewno klejone ma ogólnie takie same cechy wytrzymałościowe jak zwykłe drewno konstrukcyjne. Wytrzymałość zmienia się zależnie od kąta między obciążeniem a kierunkiem włókien, od zawartości wilgoci i czasu trwania obciążenia. Ponadto, mamy do czynienia z dużą zmiennością cech materiałowych. Glulam, jednakże, ma większą wytrzymałość i sztywność niż odpowiednie przekroje z drewna konstrukcyjnego ponieważ zmienność wytrzymałości jest mniejsza. Defekty ograniczające wytrzymałość litego drewna, takie jak wady wzrostu, są również usuwane podczas procesu produkcyjnego albo bardziej równomiernie rozmieszczone w gotowym produkcie w taki sposób, że każdy taki defekt ma mniejsze znaczenia w porównaniu do litego drewna.

Przykładowo, rozkłady wytrzymałości dla glulamu i drewna konstrukcyjnego są porównane na Rys. 2. Elementy konstrukcyjne z glulamu mają wyższą średnią wytrzymałość i mniejszą rozrzut cech wytrzymałościowych niż odpowiednie elementy z drewna konstrukcyjnego. Ten "Efekt laminacji" zazwyczaj jest wyjaśniany następująco:

Decydująca dla wytrzymałości drewna konstrukcyjnego jest wytrzymałość jego najslabszego przekroju poprzecznego – zazwyczaj przy sęku itp. Dlatego też różnica pomiędzy płytami jest znacząca. Jednakże w belce z glulamu laminaty z różnymi wytrzymałościami są przemieszane i ryzyko, że kilka laminatów z wadami głównymi wystąpią w tej samej belce jest minimalne. Rozdział obciążenia między laminatami w glulamie pozwala lokalnym słabym strefom redystrybuować naprężenia do graniczących regionów silniejszych.

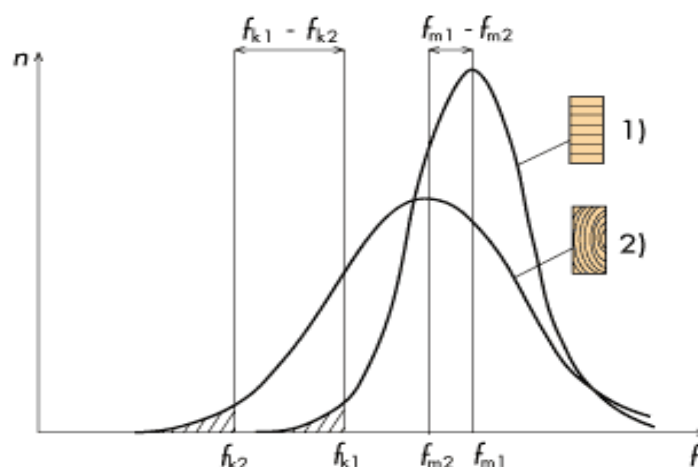


Fig. 2 Rozkład wytrzymałości granicznej glulamu i drewna konstrukcyjnego  
(Za zgodą Svenskt Limträ AB)

Ten fakt często jest rozpoznany we współczynnikach bezpieczeństwa i materiałowych stosowanych w projektowaniu. W Eurokodzie 5, współczynnik materiałowy uwzględniający niepewności modelu i zmiany wymiarowe jest zredukowany do 1,25, podczas gdy ma wartość 1,3 dla drewna litego.

### 3.1.2 Efekt rozmiaru

W przypadku glulam i dużych przekrojów, należy wspomnieć o tzw. efekcie rozmiaru. Belki z glulamem, które są badane w warunkach laboratoryjnych, wykazują silne zniszczenia kruche, zwykle spowodowane przez sęk lub połączenie wczepowe po stronie rozciąganej belki. Ponieważ prawdopodobieństwo, że belka zawiera defekt, zdolny do spowodowania awarii rośnie ze wzrostem objętości belki, wytrzymałość dużych belek przejawia tendencję do bycia niższą niż belek małych. Przez lata, zrealizowano wiele badań "efekt rozmiaru", aby ustalić zależność wytrzymałości glulam od jej objętości.

Zgodnie z Eurokodem (EC) 5, efekt wpływu wielkości elementu dla jego wytrzymałości może być wzięty pod uwagę. Charakterystyczne wartości dla wytrzymałości na zginanie i wytrzymałości na rozciąganie mogą być zwiększone dla wysokości mniejszych niż 600 mm przez następujący współczynnik:

$$k_h = \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1} \leq 1.1 \quad (h \text{ w mm}) \quad (5.1)$$

### 3.1.3 Współczynnik wytrzymałości do masy

W porównaniu do swojej masy, glulam jest bardziej wytrzymały niż stal. Duże rozpiętości są możliwe do realizacji dzięki dużemu stosunkowi wytrzymałości do masy. Oznacza to, że belki z glulamem mogą pokonywać duże rozpiętości z minimalną ilością poparcia pośrednich.





### 3.1.4 Efekty suszenia

Laminaty użyte do produkcji glulamu są suszone indywidualnie do zawartości wilgoci około 12%, przed ich sklejeniem. Ograniczona grubość laminatu powoduje równomierne ich wysuszenie, co minimalizuje efekty suszenia. Ponadto, niebezpieczeństwo uszkodzenia mającego miejsce podczas procesu suszenia w konstrukcji prawie nie występuje, gdyż wilgotność równowagowa drzewa stosowanego wewnątrz jest w granicach 9 do 12%.

### 3.1.5 Odporność chemiczna

Drewno i kleje syntetyczne użyte w tworzeniu drewna klejonego wykazują znaczącą odporność chemiczną i dlatego glulam jest idealny do zastosowania w budynkach o środowisku chemicznie agresywnym.

### 3.1.6 Obróbka ciśnieniowa

Zabezpieczenie drewna przeciwko grzybom i mikroorganizmom dokonuje się głównie przez projekt detali. Jak opcja, drewno może być obrobione ciśnieniowo, przez co dwie różne procedury odnoszą się do glulamu: laminaty mogą być obrobione ciśnieniowo po sklejeniu albo przed sklejeniem. Pierwsza metoda wymaga, aby klej przeniósł przyłożone ciśnienie, ale zapewnia najlepsze zabezpieczenie warstwy powierzchniowej. Ta metoda, jednakże, może być jedynie używana wtedy, gdy wymiar i kształt elementu z glulamu pasuje do urządzenia ciśnieniowego. Druga metoda jest możliwa przy założeniu, że ciśnieniowo obrabiane materiały mogą być sklezione, co zależy od połączenia między klejem a elementem.

### 3.1.7 Klej

Dla produkcji glulamu konstrukcyjnego, używane są tylko zatwierdzone kleje z wysoką wytrzymałością i dobrą trwałością. Wymogi podane są w EN 301, która klasyfikuje dwa typy kleju (I i II). Kleje typu I mogą być użyte do konstrukcji z glulamu w dowolnej klasie klimatycznej, podczas gdy kleje typu II są ograniczone do klas klimatu 1-2. Tradycyjnie stosowane są kleje fenolowo-rezorcynowo-formaldehydowe (PRF), które tworzą ciemne czerwobrunatne połączenie. W ostatnich latach, jednakże, staje się coraz więcej powszechne wykorzystanie klejów melaminowo-urea-formaldehydowych (MUF), głównie z powodu jasnego koloru powstałego połączenia. Zarówno PRF, jak i MUF, należą do klejów typu I, który jest przyjęty do użytku w dowolnej klasie klimatu, tj. wewnątrz jak i na zewnątrz. Również kleje poliuretanowe (PU) są zatwierdzone do glulamu. Kleje PU są zaklasyfikowane do typu II i tworzą bezbarwne połączenia.

### 3.1.8 Odporność ogniowa

Podobnie jak drewno lite, glulam ma dobre właściwości ogniowe, który są lepsze przy większych przekrojach. Połączenia klejone są bardziej odporne niż samo drewno.

### 3.1.9 Opłaczalność

Glulam jest, w odniesieniu do opłaczalności, konkurencyjny względem innych materiałów konstrukcyjnych. Niższa jego waga upraszcza transport i obniża koszty wznoszenia oraz wykonania fundamentów. Ponadto, elastyczna produkcja glulamu umożliwia wytwarzać zakrzywione elementy konstrukcyjne taniej niż w przypadku innych materiałów.



### 3.1.10 Zasoby i środowisko

Produkcja glulamu zużywa mało energii, zaś surowiec ciągle jest odnawialny. Można go wziąć z naturalnego cyklu życiowego i zwrócić go po jego wykorzystaniu bez ujemnego wpływu na środowisko.

Jeśli celem jest optymalizacja produktów z dobrze zarządzanego źródła surowca, glulam jest materiałem najlepiej zużywającym zasoby. Z jednej strony, wyższa wytrzymałość i mniejsza jej zmienność w porównaniu do litego drewna, a z drugiej strony możliwość realizacji dowolnej konstrukcji oznacza wydajniejsze wykorzystania materiału.

## 3.2 Wszechstronność

### 3.2.1 Kształty i rozmiary

Proces produkcji glulamu pozwala na dużą dowolność kształtów i wielkości elementów konstrukcyjnych. Oferuje to architektom i inżynierom wiele możliwości projektowania własnych form, w zakresie od długich prostych belek do skomplikowanych falisto-łukowych konfiguracji, spełniając przy tym wymogi wytrzymałości. Stąd glulam może łatwo być przystosowany do wymagań rynkowych przez zaspokajanie najbardziej rygorystycznych wymagań konstrukcyjnych. Ograniczenia wynikają praktycznie z wielkości obszaru produkcyjnego, możliwości transportowych i wyposażenia mechanicznego.

Przez kombinację laminatów w glulamie, możliwa jest produkcja dużych elementów konstrukcyjnych, znacznie większych niż drzewa. Elementy konstrukcyjne o długościach 30 do 40m nie są tu czymś niezwykłym.

Przez zakrzywienie laminatów podczas procesu produkcyjnego można uzyskać kształty zakrzywione i łukowe, co nie jest możliwe albo bardzo trudne dla innych materiałów. Dlatego też są tu stosowane cieńsze laminaty, zależnie od stopnia krzywizny.

### 3.2.2 Przekroje

Praktycznie rzecz Dirac, mogą być wytworzone różne przekroje, zależnie od wytrzymałości i wymogów sztywności. Powszechnie używane przekroje są prostokątami, które mogą mierzyć nawet 2m, ale można też stworzyć wiele innych ich typów, obejmujących przekroje typowe oraz robione na zamówienie. Na Rys. 3 pokazano przykłady typowych przekrojów.

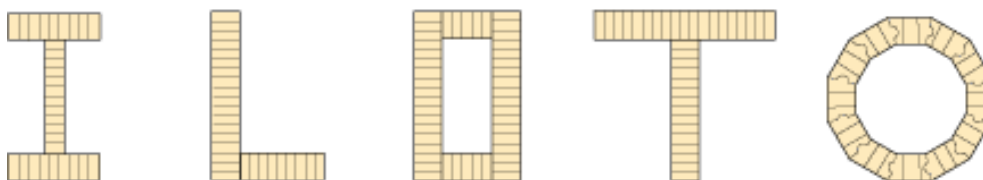


Fig. 3 Przykłady typowych przekrojów z glulam  
(Za zgodą Svenskt Limträ AB)

Na Rys. 4 pokazano zaś nietypowe przekroje, które były wymagane podczas konstrukcji mostu Leonardo da Vinci w Norwegii.



Fig. 4 Przekroje specjalne  
(Za zgodą Norwegian Public Roads  
Administration)



Fig. 5 Most Leonardo da Vinci w Ås, Norwegia  
(Za zgodą Norwegian Public Roads  
Administration)

Ponadto, zaletą glulam jest możliwość zmiany przekroju poprzecznego wzdłuż elementu konstrukcyjnego, w celu poprawienia rozkładu sił. Centralny fragment przekroju belki może być zwiększany tak, aby spełnić zwiększone wymagania wytrzymałościowe w tym obszarze.

### 3.2.3 Glulam złożony

Wykorzystanie laminatów umożliwia dopasowanie ich jakości do spodziewanego poziomu naprężeń. Laminaty o wyższej wytrzymałości często są ustawione na zewnętrznych, mocno wyteżonych regionach, podczas gdy laminaty niższej jakości są stosowane w strefach wewnętrznych. Pozwala to na wydajniejsze wykorzystanie dostępnego materiału drzewnego.

Zgodnie z Eurokodem 5, laminaty o różnej jakości muszą być uwzględnione, poprzez stosowanie różnych cech materiałowych (wytrzymałość charakterystyczna i sztywność) dla glulam jednorodnego i kombinowanego.

## 3.3 Aspekty projektowe

### 3.3.1 Estetyka

Wygląd wizualny glulam jest atrakcyjny i trafia do większości ludzi. Dlatego może być ekspozycyjny bez żadnego pokrycia, a nawet występuje jako cenny element wnętrza i środowiska zewnętrznego.

### 3.3.2 Prefabrykacja

Konstrukcje z glulam pozwalają na szybkie i proste wznoszenie obiektów prefabrykowanych. Części są montowane niezależnie od warunków pogodowych, zaś rama z glulam może przenosić pełne obciążenie zaraz po wzniesieniu. Suszenie laminatów i proces produkcyjny pozwala na produkcję belek o dokładnych wymiarach, który są wymagane przy obiektach prefabrykowanych.



### 3.3.3 Transport and erection

Transport jest zwykle drogowy. Typ pojazdu, który zostanie wykorzystany, jest głównie wymuszony przez kształt i wielkość elementów. Czasami jest korzystniej podzielić belki na krótsze odcinki nadające się do przewiezienia na zwykłej ciężarówce.

Jako zabezpieczenie przed deszczem/śniegiem i brudem podczas transportu, części z glulamem są dostarczane w opakowaniu. Na placu budowy, plastikowe opakowanie powinno być rozcięte przy spodzie albo całkowicie usunięte aby uniknąć zawilgocenia wewnątrz. Elementy należy chronić przed wilgocią, brudem i bezpośrednim światłem słonecznym. Należy też unikać przechowywania długotrwałego.

Krawędzie części z glulamem również powinny być ochronione, aby zredukować ryzyko uszkodzenia podczas transportu i wznoszenia. W czasie podnoszenia się przez żuraw krawędzie powinny być zabezpieczone metalowymi kątownikami albo czymś podobnym.

## 4 Konstrukcyjne zastosowanie glulamem

### 4.1 Wykorzystanie glulamem

Zasady klejenia warstwowego drewna były znane od czasu wczesnych Egipcjan, gdzie metoda służyła do produkcji drewnianych sarkofagów.

W dziewiętnastym wieku ludzie zaczęli używać drewna klejonego warstwowo jako element konstrukcyjny w budynkach. Prawdopodobnie najstarszą konstrukcją, w której jest użyty glulam, jest aula w King Edward College w Southampton, zbudowany w 1860r. Krawężnik dachowa tej hali wykonana jest z łukowych belek klejonych.

Glulam, jednakże, nie rozwinął się na skalę handlową aż do początku dwudziestego wieku, gdy Otto Hetzer opatentował tzw. "Hetzer-Binder". W tym czasie, glulam był używany do konstrukcji dachowych o rozpiętościach do 45m. Jako wielką zaletę przyjęto brak słupów, który pozwolił na nieskrępowane wykorzystanie całego pomieszczenia. Na przykład w Szwajcarii, w przeciągu dziesięciu lat, ponad 200 konstrukcji były zbudowanych z użyciem metody Hetzer.

Pierwszymi konstrukcjami z glulamem jako materiału budowlanego użytego zamiast stali były dachy platform kolejowych. Powodem była wysoka korozyjność stali, która została spowodowana przez parę wodną z ówczesnych lokomotyw.

W późniejszym czasie konstrukcje z glulamem odniosły sukces głównie w halach o dużych rozpiętościach. Za życia Otto Hetzera zbudowano wiele budynków z użyciem glulamem, takie jak hale sportowe, festiwalowe, magazyny, hangary lotnicze, kościoły i inne, które często są w użyciu do dzisiaj.





Jednakże potencjał techniki laminacji nie był w pełni wykorzystany. Zastosowania były ograniczone do warunków suchych aż do czasu, gdy po drugiej wojnie światowej opracowano wodoodporne kleje z żywic syntetycznych. Pozwoliło to na wykorzystanie drewna klejonego warstwowo w mostach i innych aplikacjach zewnętrznych.

W latach 1970-ych, rozwinięto techniki wytwarzania belek zakrzywionych i powstały nowoczesne wytwórnie wielkowymiarowe do produkcji dużych elementów. Zrewolucjonizowało to dostępność i koszty glulam i dało prawie nieograniczony potencjał, który umożliwił wykorzystanie glulam w szerokim zakresie zastosowań.

Obecnie, glulam zyskał reputację materiału budowlanego w konstrukcjach hal o rozpiętościach ponad 100m. W Europie, na przykład, glulam rywalizuje z innymi materiałami konstrukcyjnymi w konstrukcjach jednopiętrowych, fabrykach, centrach handlowych, magazynach, terminalach lotniczych, itp. Glulam jest szczególnie odpowiedni w sytuacjach, gdy jego estetyczny wygląd daje przewagę nad innymi materiałami konstrukcyjnymi. Ponadto, można otrzymać prawie każdy kształt, taki jak np. dach domu słonia w zoo w Kolonii, pokazany na Rys. 6.

W USA, Europie Środkowej i Skandynawii, glulam zdobywa coraz większą popularność w nowoczesnych konstrukcjach mostowych, szczególnie w mostach dla ruchu pieszego i rowerowego, jak również w ograniczonym zakresie, dla mostów drogowych. Zakrzywione elementy z glulam mogą być użyte do wytworzenia różnych efektów estetycznych i specjalnych typów mostów. Przykładem takiego mostu drogowego jest Europabrücke w Murau w Austrii, zbudowany w 1993r, który jest zbudowany z glulam, z betonowym pokładem, co pokazano na Rys. 7.

Inną aplikacją glulam, która również stała się popularna, jest wykorzystanie połączonych warstwowo płyt do podłóg w konstrukcjach domu. Przy takich konstrukcjach podłogi, w połączeniu z betonem albo innymi materiałami, można osiągnąć dobre pochłanianie dźwięku i ogniotrwałość, przy rozsądnych kosztach.



Fig. 6 Dom słonia w Kolonii  
(Za zgodą BAM Deutschland AG)



Fig. 7 Europabrücke w Murau, Austria  
(Za zgodą Josef'a Bärnthaler'a)





Przy wielkiej różnorodności zastosowań drewna klejonego warstwowo, elementy te są głównie używane jako:

- Belki główne, belki dachowe, płatwie lub słupy w budynkach mieszkalnych lub przemysłowych
- Belki stropowe w podłogach o specjalnych wymaganiach jak przemysłowe lub o dużych rozpiętościach
- Nadproża w ścianach nośnych
- Główne lub pomocnicze elementy konstrukcyjne w dużych budynkach nie mieszkalnych (np. łuki, ramy, wiązary, słupy i elementy kratownic)
- Główne i pomocnicze elementy konstrukcyjne w mostach drewnianych

## 4.2 Typowe konstrukcje

### 4.2.1 Belki

Najprostsza forma konstrukcyjna składa się z belek nośnych podpartych na każdym końcu za pomocą słupów. Przy małych rozpiętościach są zazwyczaj stosowane proste belki ze stałą wysokością. Przy większych rozpiętościach korzystnie jest zmieniać wysokość belki nośnej po jej długości, w celu dostosowania jej wysokości do rozkładu momentów albo sił tnących. Przykładem jest tu belka symetryczna, której wysokość jest maksymalna w środku, gdzie mamy największy moment zginający. Belki o zmiennej wysokości występują jako, np. symetryczne lub, wyjątkowo, asymetryczne belki skośne oraz belki dachowe w konstrukcjach ramowych.

Z powodów estetycznych i funkcjonalnych belki z glulamem są często wytwarzane w formie zakrzywionej, wskutek czego ich wysokość w zakrzywionej części może być stała lub zmienna. Belka z prostym spodem na przykład, może też być mniej lub bardziej zakrzywiona. Popularną formą jest wyprofilowana belka symetryczna, z podwójnym spadkiem, z zakrzywionym spodem kalenicy.

W wielu konstrukcjach, takich jak sceny na wolnym powietrzu, perony pokryte dachem i trybuny główne, jest wymogiem, żeby jeden bok był otwarty i wolny od słupów. W takich wypadkach glulam proponuje rozwiązania w formie wspornikowych, prostych belek nośnych albo zakrzywionych pół-ram.



Fig. 8 Glulam beams in a library in Sweden  
(Reproduced by permission of Svenskt  
Limträ AB)

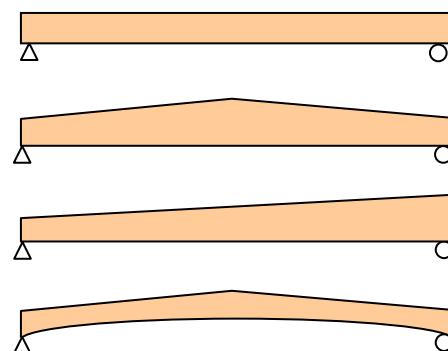


Fig. 9 Straight beam, double pitched beam,  
single pitched beam, pitched cambered  
beam

#### 4.2.2 Słupy i zastrzały

Słupy i zastrzały są zwykle prostymi elementami z glulamu. Mogą one być wytworzone specjalnie lub jako zwykłe przekroje belkowe. Słup łatwo może być zbudowany z głowicą u góry, co redukuje naprężenia prostopadłe do włókien w podpieranej belce nośnej, albo z większym przekrojem poprzecznym przy podstawie dla przeniesienia dużych momentów podporowych.

#### 4.2.3 Kratownice trójprzegubowe

Przy rozpiętościach, w których wykorzystanie pełnych belek nośnych jest nieracjonalne, wykorzystanie kratownic jest znacznie odpowiedniejsze. Drewniane kratownice składają się zwykle z posortowanych "naprężeniowo" elementów. Jednakże, przy dłuższych rozpiętościach dominuje drewno klejone. Zwykłą konstrukcją z glulamu, która może być uważana za kratownicę prostą, jest kratownica trójprzegubowa. Jest ona używana przy takich rozpiętościach, gdzie zwykle drewniane kratownice są niewystarczające.

Kratownica trójprzegubowa składa się z dwóch belek z glulamu, opartych o siebie z połączeniem przegubowym w kalenicy. Belki nośne są zazwyczaj proste o stałej wysokości, ale zmienne również mogą występować. Dolne końce elementów są podłączone przez element rozciągany, który jest z glulamu albo ze stali, albo połączone przegubowo do fundamentów. Ten typ konstrukcji jest odpowiedni do rozpiętości między 15 a 40m. Większe rozpiętości (do 50m i więcej) mogą być zaprojektowane ze ściągami stalowymi i drewnianymi zastrzałami, jak to pokazano na Rys. 11.



Fig. 10 Przykład ram trójprzegubowych  
(Za zgodą Svenskt Limträ AB)

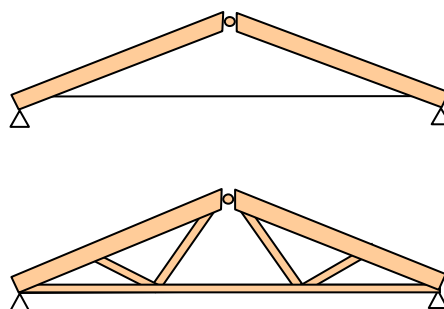


Fig. 11 Przykładowe ramy trójprzegubowe

#### 4.2.4 Ramy portalowe

Dziś prawie wszystkie drewniane konstrukcje ramowe są wykonane z glulamu. Ten typ konstrukcji jest odpowiedni gdy potrzebujemy otwartych przestrzeni w całym budynku.

Tradycyjna forma ma rzut symetryczny. Narożniki mogą być wykonane jak na Rys. 13 – jako zakrzywione, wzmocnione albo zabudowane. Kształt ramy powinien odpowiadać linii głównego obciążenia, tak daleko, jak na to pozwalają względy funkcjonalne i estetyczne. Zakrzywione albo wzmocnione narożniki spełniają ten wymóg najlepiej i dlatego są szczególnie odpowiednie dla dużych rozpiętości, do 30-40m. Jeśli rozpiętości są większe, dwie połowy ramy nie mogą być transportowane w jednym kawałku.

Interesujące struktury mogą być projektowane przez połączenie z innymi elementami konstrukcyjnymi – zakrzywionymi albo prostymi – albo przez trójwymiarowe zestawienia półram.

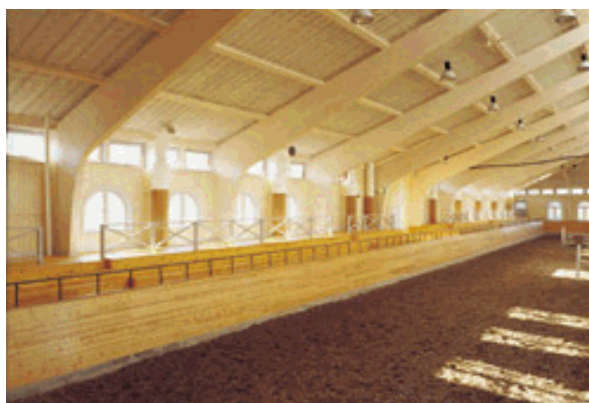


Fig. 12 Rama portalowa w szkółce jeździeckiej w Szwecji  
(Za zgodą Svenskt Limträ AB)

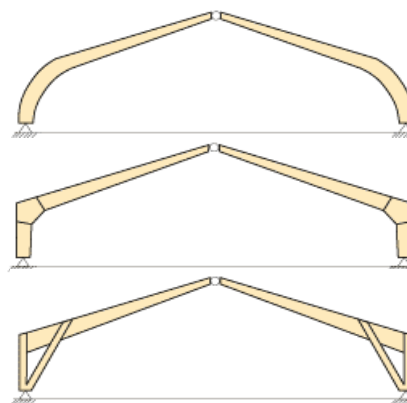


Fig. 13 Przykład ram z narożnikami łukowymi, wzmocnionymi i zastrzałowymi  
(Za zgodą Svenskt Limträ AB)

#### 4.2.5 Łuki

Łuki są typem konstrukcji szczególnie odpowiednim do wykonania jako elementy klejone – z materiału który, bez znacznego wzrostu ceny, może być wytworzony w formach zakrzywionych i ze zmienną wysokością. Zazwyczaj są stosowane przekroje o stałej wysokości, ale mogą się pojawić przekroje złożone, szczególnie przy dużych rozpiętościach. W celu utrzymania momentów tak małych jak to możliwe, kształt łuku jest wybrany w taki sposób, żeby był zgodny z linią naprężeń. Stąd też, materiał jest w łuku lepiej wykorzystany i konstrukcyjna wysokość będzie wynosić jedynie 1/3 wysokości belki nośnej o takiej samej rozpiętości i obciążeniu.

Łuki są zazwyczaj budowane z podporami przegubowo nieprzesuwnymi i z kluczem przegubowym. Dla rozpiętości do 60-70m, są stosowane łuki trójprzegubowe, podczas gdy dla większych rozpiętości może być wymagane zastosowanie większej ilości węzłów z powodów transportowych. Łuk jest wtedy wytwarzany w kilku częściach i składany na miejscu budowy. Interesującym rozwiązaniem dla dużych rozpiętości, w szczególności jeśli przekryty jest obszar w kilku kierunkach, jest forma typu kopuła, która jest uzyskana przez ustawianie łuków radialnie. W tym przypadku, można osiągnąć rozpiętości większe niż 160m.

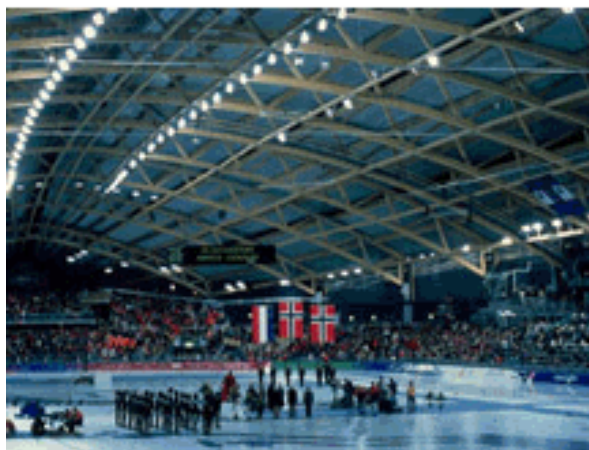


Fig. 14 Łuki w Hamar Olympic Hall, Norwegia (Za zgodą Svenskt Limträ AB)

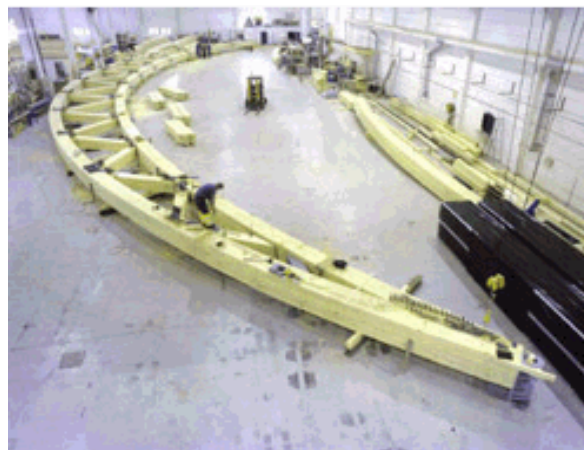


Fig. 15 Produkcja łuku (Za zgodą Svenskt Limträ AB)



## 5 Literatura

- [1] Moelven Limtre AS,  
“Limtreboka”,  
2002
- [2] <http://www.brettschichtholz.de>
- [3] <http://www.glulam.co.uk>
- [4] Forrest Products Laboratory;  
“Wood handbook – Wood as an engineering material”,  
Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-113, Madison, Wisconsin, 1999
- [5] Thelandersson, S. and Larsen, H.J.;  
“Timber Engineering”,  
John Wiley & Sons Ltd, England, 2003
- [6] STEP;  
“Timber Engineering STEP 1 – basic of design, material properties, structural  
components and joints”,  
Centrum Hout, The Netherlands, 1995
- [7] Treteknisk og TreFokus AS;  
“Trebaserte konstruksjonselementer”,  
Fokus på tre Nr. 27, Oslo, Norge
- [8] Aune, P.;  
“Trekonstruksjoner, Del 1, Materialer – Dimensjonering – Forbindelser”,  
Tapir, 1992

Rozdział 5 został opracowany przez: Kjell Arne MALO i Vanessa ANGST, Department of Structural Engineering, Norwegian University of Science and Technology / Norway.





## PANELE DREWNOPOCHODNE

### 1 Wstęp

Drzewo i materiał drzewny były wykorzystywane od zarania dziejów w jego naturalnym, prętowym kształcie, jako okrągłe polana albo jako produkt przepiłowany, zwykle z prostokątnym przekrojem poprzecznym. Drewniane produkty są potrzebne do wielu celów jako materiał osłony, dla elementów nośnych w ścianach albo jako materiał izolujący od hałasu i ciepła. Naturalnie, może to być zrobione w formie np. płyty lub innego produktu ciętego, jednakże, jest to przeważnie nieekonomiczne. Są też, ponadto, inne wady drewnianych elementów prętowych takie jak ich anizotropia, gdy wystawiamy je na obciążenie i zmiany wilgoci (skurcz/pęcznienie).

Ten rozdział obejmie krótkie wprowadzenie do tak zwanych "Paneli Drewnopochodnych", częściej spotykanych w literaturze jako Drewniane Produkty Przetworzone (EWP) (to określenie będzie używane dalej), opisany będzie ich system klasyfikacji i asortyment.

Ponadto, rozdział ten poświęcony będzie podaniu informacji o Drewnie Laminowanym Poprzecznie (*Cross Laminated Timber*, CLT), który prawdopodobnie w niedalekiej przyszłości, stanie się najważniejszym produktem dla dużych konstrukcji drewnianych, dla budynków mieszkalnych i wielopiętrowych.

### 2 Drewniane Produkty Przetworzone

#### 2.1 Przegląd

W trakcie produkcji Drewniane Produkty Przetworzone, EWP, czysty surowiec drzewny (*wood*) jest cięty w różnych procesach na kawałki o określonych wymiarach, a następnie spajany za pomocą klejów albo, w szczególnych wypadkach, mechanicznymi łącznikami.

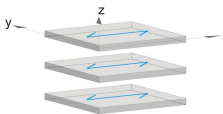
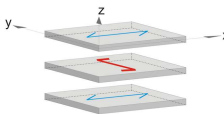
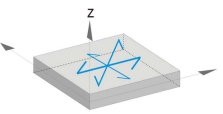




W odróżnieniu od wyrobów naturalnych takich jak drewno (*wood*) okrągłe i drewno (*timber*) konstrukcyjne, produkty EWP mają swoje właściwości "zaprojektowane".

W takim postępowaniu, typowe efekty anizotropowe drewna litego mogą być anulowane albo przynajmniej zmniejszone i, poza produktami belkowymi, mogą być również wytwarzane elementy dwuwymiarowe (przenoszące obciążenie) elementy ze stosunkowo dużymi i zmiennymi wymiarami, takie jak płyty (obciążone prostopadle do głównych wymiarów elementu) i tarcze (panele, obciążone w kierunku głównego wymiaru elementu).

W dodatku, produkty te mają zaletę zużywania do ich produkcji drewna o złej jakości, albo nawet z recyklingu. Ponadto, negatywny wpływ sęków, odchyłeń włókien, zmienności

gęstości itp. na fizyczne właściwości drewna może zostać skompensowany, co umożliwia wytwarzanie produktów z właściwościami jednorodnymi.

Zależnie od wielkości użytych kawałków (w kolejności malejącej wielkości składników: płyty - forniry - wióry i zrębki - włókna) i ich wzajemnej orientacji (orientacja włókien składników równoległa albo ortogonalna do głównego kierunku elementu, jak również orientacja przypadkowa), może być wyprodukowana duża różnorodność produktów z charakterystycznymi wymiarami w jednym albo dwóch kierunkach. Z te dwa parametry, z łatwym do pamiętania schematem dla produktów 2D podano w Tabeli 1. Podobna tabela może być stworzona dla produktów 1D. Jednakże, nie one tu pokazane.

<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Podstawowy składnik drewna</div> <div style="margin-left: 20px;"> <p><b>Orientacja włókien</b></p> </div> </div>	<p><b>Orientacja składników w jednym kierunku</b></p> 	<p><b>Orientacja składników ortogonalnych</b></p> 	<p><b>"Losowa" orientacja składników</b></p> 
<p>Włókna drzewne</p> 	<p>Produkty ekstrudowane</p>	<p>-</p>	<p>Płyty wiórowe (niezorientowane)</p>
<p>Wióry</p> 	<p>Podłużnie orientowane el. wiórowe (LSL); Równoległe orientowane el. wiórowe (Parallam)</p>	<p>Płyty OSB (<i>Oriented Strand Board</i>)</p>	<p>-</p>
<p>Forniry</p> 	<p>Drewno fornirowane podłużnie (LVL)</p>	<p>Sklejka; LVL orientowany na krzyż (w warstwach)</p>	<p>-</p>
<p>Płyty</p> 	<p>Glulam; BRESTA</p>	<p>Drewno laminowane krzyżowo (<i>Cross Laminated Timber, CLT</i>)</p>	<p>-</p>

Tab. 1 Przegląd elementów EWP



Jako następne, podany zostanie krótki przegląd w związku z procesem produkcyjnym, ich własności i będzie dane wykorzystanie najważniejszych dwu-wymiarowych EWP.

## 2.2 Wyroby oparte na włókach drewna

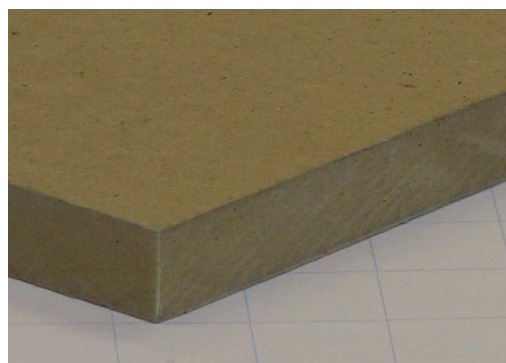
Włókna drewniane są wydobyte ze wstępnie ciętego okrągłego drewna i odpadów drzewnych za pomocą defibratorów (rozwłóknarek). Urządzenia te rozdrabniają struktury drewniane na włókna z użyciem pary wodnej i/lub obróbki chemicznej do uzyskania włóknistej miazgi (masy). Otrzymane tak "ciasto" może być dalej formowane, przechodząc przez parę innych procesów produkcyjnych: mokre, półsuche albo suche, po dodaniu naturalnego lub syntetycznego kleju i/lub nieorganicznych dodatków chemicznych (np. gips, mineralne komponenty, itp.) do płyt pilśniowych.

Zależnie od różnych parametrów procesu produkcyjnego, mogą być produkowane płyty z dużą zmiennością cech technicznych i możliwościami wykorzystania. Z powodu niewielkiego wymiaru składników, ustawienie włókien linii w prostej nie jest możliwe (oprócz produktów ekstrudowanych). W konsekwencji, mogą być wytwarzane produkty z przypadkową orientacją. Na ogół, typy płyt pilśniowych mogą być rozróżniane porównując ich gęstość do nie prasowanych: ścisła i półsztywna płyta izolacyjna, sztywna lub średnio-sztywna płyta pilśniowa, płyty pilśniowa twarda i specjalnie zagęszczona płyta pilśniowa twarda.

Dla celów budowlanych, płyty pilśniowe mogą być używane ze zmiennością typów i wielkości jako materiał przenoszący lub nie obciążenia i do izolacji cieplnych i akustycznych.



Półsztywna płyta izolacyjna



Płyta wiórowa o średniej gęstości



Płyta twarda



Płyta wiórowa w konstrukcji dachu

Fig. 1 Różne typy płyt wiórowych i ich zastosowanie w konstrukcji dachu



– Płyty wiórowe (na lepiszczu syntetycznym)

Płyty wiórowe są elementami EWP wyprodukowanymi z drewnianych cząstek takich jak drewniane wiórki, zrębki albo nawet pył i/lub inny włókna ligno-celulozowe (np. Iniane albo osady rolnicze). Dla płyt ze spoiwem mineralnym, może być zastosowany również cement i inne materiały nieorganiczne.

Pomimo że podstawowe składniki płyt wiórowych są większe niż włókna albo paczki włókien, o tych produktach te zalicza się zazwyczaj do tej kategorii.

Dla produkcji tego produktu w ogólności są preferowane cząstki, płatki i płytki z drewna miękkiego albo średnio-gęstych gatunki drewna. Płyty wiórowe mogą być ekstrudowane albo, częściej, "płasko-prasowane".

W trakcie produkcji, elementy są wytwarzane przez mielenie, suszenie i łączenie cząstek z syntetycznymi klejami i dodatkami (e.g. wosk do obniżenia właściwości higroskopijnych, czasami fungicydy, środki owadobójcze i opóźniacze zapłonu). W dalszym kroku, "ciasto wiórowe" jest rozprowadzone do jednej warstwy albo, częściej, na trzy warstwy (rzadziej na pięć warstw), z tą samą albo inną mieszaniną składników dla każdej warstwy i ciągłym gorącym prasowaniem. Ostatnie kroki produkcyjne obejmują kondycjonowanie, szlifowanie i przycinanie z gotowej płyty wiórowej.

Mechaniczne zachowanie płyt wiórowych zależy mocno od geometrii (wielkość i forma) od cząstek składowych, ich orientacji, liczby warstw, typu zastosowanych klejów i procedury prasowania. Na ogół, cząstki są ustawione w szeregu, w jednym kierunku. W przekroju poprzecznym, można zaobserwować silny profil gęstości, ze szczytami przy powierzchni płyt.

Typowy zakres grubości 8mm do 50mm (do 80mm), z długościami do 14m i szerokością do około 3m. Zależnie od klasy użyteczności, są dostępne też inne produkty.

Płyty wiórowe są stosowane w szerokim zakresie w przemyśle budowlanym i meblarskim jako elementy nośne i nienośne, np. jako poszycie ścienne i podłogowe, jako środki belek dwuteowych, itd.



Fig. 2 Płyta wiórowa





### 2.3 Wyroby oparte na wiórach

Dla eliminacji pojedynczych defektów w EWP, drewno konstrukcyjne jest podzielone na małe składniki i później spajane za pomocą klejów do wyrobów odpowiednich wielkości - w większości przypadków płaskich paneli, lecz także do elementów belkowych.

Podstawowe komponenty są otrzymane przez rozłupywanie albo cięcie i określone jako wiórki, ścinki, zrębki, płatki, itp. zależnie od wymiarów cząstek. Mają one od kilku centymetrów do decymetrów długości, 10 do 30mm szerokości i grubość od 0,4mm do 4mm.

Własnością wspólną tej grupy produktów jest orientacja cząstek w relacji do długości przyszłego elementu, lecz także wielkość i zmienność ich wymiarów wpływa mocno na ich mechaniczne zachowanie, i dlatego na wykorzystanie produktu.

Poniżej zostaną opisane najważniejsze produkty tej grupy:

— Płyty OSB (z włókien zorientowanych)

Płyty OSB początkowo zostały rozwinięte z zamiarem zastąpienia niższej klasy sklejki na rynku. Do ich produkcji są wykorzystywane duże cząstki zwane wiórami płaskimi o typowych wymiarach: 60mm do 150mm długości, 10mm do 35mm szerokości i 0,4 mm do 1,0mm grubości, wycinane za pomocą "wycinaka pierścieniowego" (obracający się bęben z nożami) z niskiej jakości, o małej średnicy drzewa, najczęściej iglastego gatunku.

Po procesie suszenia, wióry są sortowane i łączone klejami i dodatkami woskowymi. Później, mieszanka jest ułożona w potrójny układ warstwowy, zwykle z warstwą powierzchniową ukierunkowaną w kierunku głównym płyty, i warstwą rdzeniową (około 50% pojemności) z orientacją przypadkową albo poprzeczną. Końcowa płyta jest wtedy ściskana za pomocą ciągłego rzędu pras. Pod koniec ciągu produkcyjnego, jakość powierzchniowa jest osiągnięta przez szlifowanie, pokrywanie na zewnątrz i wewnątrz warstwą parafiny, wykańcza się brzegi i tnie do odpowiednich wymiarów.

Dzięki wyżej wymienionej konfiguracji OSB, mechaniczne parametry w kierunku produkcji są znacznie wyższe niż w kierunku poprzecznym. Musi to być brane pod uwagę podczas procesu weryfikacji (projektu).

Podobnie, dla płyt wiórowych, są założone charakterystyczne zmiany gęstości wzdłuż profilu gęstości przez proces prasowania, który wpływa na zachowanie mechaniczne płyty. W konsekwencji, panele z mniejszymi grubościami mają wyższe cechy mechaniczne w porównaniu do grubszych.

Przez posiadanie przekroju poprzecznego trójwarstwowego, osiąga się wysoki poziom stabilności formy w głównym kierunku panela. Kiedy narażamy się na skutki wilgoci, należy liczyć się z podwyższonym powiększeniem się grubości (tak jak zwykle płyty wiórowe). Jest to szczególnie wyraźne dla skrajnych płyt. Z powodu wrażliwości OSB na warunki wilgotnościowe, wykorzystanie OSB/3 i OSB/4 jest ograniczone do klas użytkowości 1 i 2, zgodnie z EN 1995-1-1. Do zastosowań jako elementy nośne, grubość powinna być nie mniejsza niż 8mm z powodu problemów z wybočeniami.

OSB jest często używane jako materiał poszyciowy i usztywniający materiał nośny i nienośny w budownictwie mieszkaniowym, jedno i wielopiętrowym.





Fig. 3 OSB and its utilisation as load-carrying sheathing material in a shear -wall

— Wyroby z wiórów prasowanych (LSL)

Wyroby z laminowanych wiórów (Laminated strand lumber, LSL) są zbudowane z fragmentów bardzo podobnych do tych używanych do produkcji płyt OSB. Jednakże, do tych płyt są używane większe wióry, z długościami do 300mm, 30mm szerokości i około 1mm grubości. Cząstki te są zagruntowane w zwykły sposób, zmieszane klejami poliuretanowymi, ustawione w szeregu równoległe do kierunku mat i ściskane pod wysokim ciśnieniem za pomocą zastrzyków parowych, do wymaganej grubości. Używany gatunek drewna to często osika, lecz także jest możliwa produkcja w połączeniu z innym gatunkiem drewna.

LSL są dostępne jako elementy belkowe i jako panele o wymiarach do 14,63m wzdłużnie, 1220 mm wysokości i szerokości do 140mm. Z powodu procesu produkcyjnego, produkty te mają silną homogenizację z wysokimi właściwościami mechanicznymi i oporem przed pęcznieniem i skurczem z powodu zawilgocenia.

LVL są używane dla elementów, które wymagają wysokich walorów mechanicznych , np. jako belki (elementy ram itp.), ale bywa również używane jako panel. W połączeniu z innym EWP, mogą one być używane, np. jako środniki belek zespolonych. Z powodu ich interesujących estetycznie powierzchni, mogą być również używane jako element odstłonięty, albo bez powłok.



Fig. 4 LSL i ich zastosowanie jako belki

– Wyroby klejone o włóknach równoległych (Parallel Strand Lumber, Parallam)

Wyroby klejone o włóknach równoległych (Parallam) są produktami belkowymi podobnymi do LSL i LVL (patrz niżej), z komponentami orientowanymi podłużnie. W przeciwieństwie do LVL, do produkcji PSL forniry są cięte na pasy, które są suszone do 2% - 3% zawartości wilgoci, zmieszane ze składnikami woskującymi, związane z konstrukcyjnymi klejami wodoodpornymi i ponownie wysuszone pod ciśnieniem za pomocą mikrofal. W efekcie, mogą być uzyskane elementy z przekrojami poprzecznymi do 275 x 475mm i długości do 20m. Ze względu na to, że procesy te redukują wiele z wrodzonych cechy drewna, jak np. sęki czy nieliniowe włókna, Parallam jest produktem bardziej jednorodnym wymiarowo stajenny z bardziej jednakowymi właściwościami (wytrzymałość, sztywność, gęstość) wzdłuż jego osi, niż drewno konstrukcyjne.

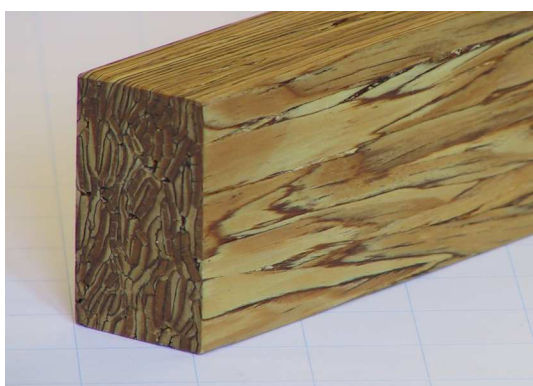


Fig. 5 Parallam i jego zastosowanie w wiązarze dachowym

## 2.4 Wyroby oparte na fornirach

Wyroby w tej kategorii są zbudowane z fornirów grubości 2mm do 4mm (albo warstw), które są fabrycznie przez ścinanie klocków nożami obrotowymi (w środowisku parowym), krojenie albo (rzadziej) przez piłowanie. Po suszeniu piecowym, odwijaniu, sortowaniu i cięciu, forniry są przyklejone z równoległym ustawieniem, z parzyście lub nieparzyście zmienianą orientacją każdej warstwy, albo ortogonalnie do ich głównego kierunku (włókien). Z powodu charakterystycznej orientacji podstawowego składnika, nie ma żadnego sensu ustawiać je w szeregu w przypadkowy sposób.

Zależnie od formy i skali wykorzystanych składników i orientacji przyległych warstw, mogą być też wykonane inne wyroby:

– Sklejka (*plywood*)

Przy produkcji sklejki sklejane są ze sobą płaskie panele, zasadniczo nieparzyste, fornirów o jednakowej grubości i z takiego samego gatunku drewna. Orientacja fornirów jest ortogonalna. Daje to temu produktowi możliwość przenoszenia obciążeń dwukierunkowo i ogranicza skurcz i pęcznienie elementów. Jeśli to jest konieczne, forniry jednych warstw są powiązane ze sobą za pomocą połączeń uciosowych (na zamek). Mechaniczne właściwości są zależne od czynników geometrycznych (liczba i grubość fornirów), czynników materiałowych (gatunku drewna, zawartości wilgoci) i współczynników obciążenia (typu naprężeń, kierunku naprężeń względem włókien powierzchni forniru, czasu obciążenia). W

szczegółności, musi zostać rozważone, czy element jest obciążony jak płyta (płaszczyzna obciążenia prostopadła do płaszczyzny elementu) albo jako tarcza (panel, obciążony w płaszczyźnie elementu). W procesie wymiarowania, który jest w ogólności oparty na liniowej sprężystości ze sztywnym połączeniem każdej warstwy, fakt prowadzi do specyficznych różnic ze względu na charakterystyczne wartości w obu kierunkach. Gdy sklejka jest obciążona płaszczyzną prostopadłą do płaszczyzny panela w niektórych warstwach, następuje tzw. ścinanie płaszczyznowe. Zależnie od użytych gatunków drzewa, sklejka ma dobrą wytrzymałość, która dodatkowo może być regulowana przez zastosowanie chemicznej obróbki.

Sklejka jest najstarszym EWP i może być użyta jako materiał nośny, poszyciowy w lekkich ścianach, podłogach i konstrukcjach dachowych, w szerokim zakresie zastosowań. Sklejka jest czasami również stosowana w elementach zespolonych w połączeniu z innym EWP.



Fig. 6 Sklejka 9-o warstw. (robinia) i zast. sklejki jako poszycie usztywniające ścian szkieletowych

— Płyta stolarska (*core plywood*)

Płyta stolarska składa się z konfiguracją warstwowej widziana w przekroju poprzecznym z jedną albo dwiema (krzyżowo laminowanych) warstw sklejki i ortogonalnie ukierunkowanym rdzeniem, który jest wykonany z innych materiałów. Zależnie od materiału rdzenia, można rozróżnić różne wyroby:

Nazwa wyrobu	Materiał rdzenia
Płyta stolarska	Lite drewno lub fornir
Płyta sklejana (parkietowa)	Stripes of solid wood more than 30 mm wide; glued or unglued on their edge
Płyta laminowana	Stripes of solid wood 7 mm to 30 mm wide
Płyta komórkowa	Stripes of solid wood or veneer not wider than 7 mm
Sklejka kompozytowa	Materiały inne niż drewno (e.g. paper, insulating foams, etc.)

Tab. 2 Typy płyt stolarskich, zależnie od materiału rdzenia.



Z mechanicznego punktu widzenia, można wytworzyć panele z wyszczególnionym kierunkiem nośnym i odpowiednią sztywnością w prostym kierunku. Dużą zaletą płyty stolarskiej jest to, że składniki o złej jakości mogą być używane jako materiał rdzenia.

W proces projektowania, typ rdzenia musi być wzięty pod uwagę z powodu możliwych dużych odkształceń od ścinania. W dodatku, wystąpienie naprężeń rozwarstwiających musi być również brane pod uwagę.

Płyta stolarska może być używana w olbrzymiej liczbie zastosowań. Szczególnie może być używana jako (widoczny) element nośny i nienośny, jako pojedyncze elementy, lecz także w połączeniu ze drewnem konstrukcyjnym i innym elementem EWP. Na przykład, płyty laminowane są często używane jako poszycie szalunków z powodu jego zdolności regulowania wilgotności.

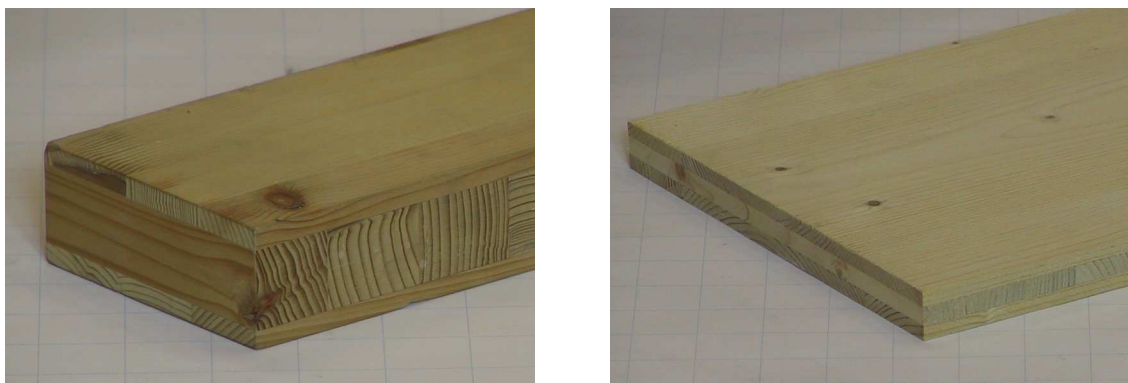


Fig. 7 Płyta sklejana and laminowana

#### — Laminowane drewno fornirowe (LVL)

W odróżnieniu od sklejki, warstwy laminowanego fornirowego (LVL) są ustawione w szeregu w kierunku podłużnym elementu. W konsekwencji, ma podobne (anizotropowe) zachowanie jak drewno konstrukcyjne, ale jest bardziej jednorodne i ma wyższą sztywność i wytrzymałość. Fornirowe dobrej jakości, łączone zazwyczaj na zamek lub na styk odpowiednio przy zewnętrznych i wewnętrznych warstwach, są używane do produkcji LVL.

Pewne klasy LVL również obejmują kilka tafli fornirowego (np. każda piątą warstwą) ortogonalne do jego głównego kierunku, aby wzmocnić właściwości wytrzymałościowe w tym kierunku.

LVL jest też używane jako tarcze (panele) albo płyty, lecz także jako produkty w belkowe i jest dostępny w długościach do 23m, 1,80m szerokości i grubość od 21mm do 75mm. W połączeniu ze drewnem konstrukcyjnym i/lub innym EWP-em (np. dla płyty nabijane, itp.), LVL jest wyrobem ekonomicznym i wytrzymałym.



Fig. 8 LVL i LVL uwarstwione poprzecznie

## 2.5 Wyroby oparte na płytach

Podstawowy składnik dla tych produktów są piłowane deski zwykle od 6mm do 40mm grubości, >60mm szerokości oraz 1,5m do 5m (standardowo 4,0 m) długości. Do użytku jako element nośny, płyty muszą zostać posortowane zgodnie z odpowiednią normą albo standardem. Zwykle płyty są suszone do zawartości wilgoci od 12 % do 18 % i heblowane przed obróbką maszynową i montażem. Zależnie od ich dalszego wykorzystania, płyty mogą być zakończone np. zatrzaskiem. W tym przypadku płyta jest nazywana lamelą.

— Wyroby z charakterystycznymi wymiarami w jednym kierunku (produkty belkowe)

Jeśli więcej niż cztery laminaty są spojone za pomocą klejów i zabudowany tak że słoje ze wszystkich warstw są ustawionym w równoległe do podłużnych osi, co jest może najważniejsze w nośnych elementach belkowych, powstaje tzw. glulam, czyli element klejony. Więcej szczegółów i informacji dotyczących glulam jest podane w rozdziale 5 z tego podręcznika.

— Wyroby z charakterystycznymi wymiarami w dwóch kierunkach

- Panele jednowarstwowe

Jednowarstwowe są wytwarzane przez klejenie płyt ich brzegami. Do celów budowlanych, jednowarstwowe panele są rzadkością jako element nośny. Na ogół te panele są używane w produkcji mebli z zastosowaniem innego gatunku drewna.

- Ustawione bocznie mechanicznie połączone płyty (BRESTA) poprzeczne wstępnie sprężone drewniane płyty

Produkt BRESTA, który składa się z ułożonych bokiem i wyrównanych płyt, połączonych gwoździami lub śrubami, są w szczególności stosowane na podłogi i do budowy dachów. Elementy klejone (glulam), które są obciążone na bokach, są również używane do budowy podłóg. Należy stwierdzić, że dla obu elementów, należy rozważyć pozostawienie odstępów z powodu pęcznienia i skurczu wywołanego zmianami zawartości wilgoci w drewnie.

Drewniane płyty tego typu (w tym wstępnie sprężone kablami stalowymi) mogą być stosowane również jako pokłady mostów.



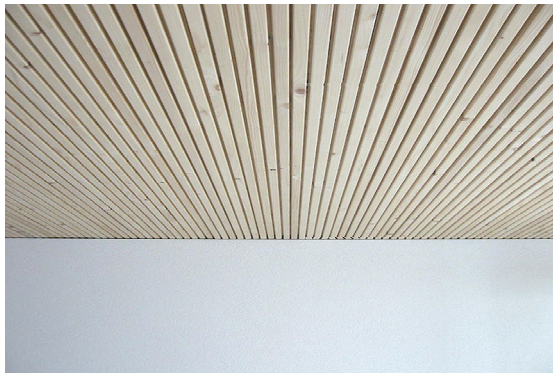


Fig. 9 Płyty BRESTA;  
Poprzecznie sprężony pokład drewniany mostu.

– Krzyżowo laminowane drewno (*Cross Laminated Timber, CLT*)

Krzyżowo laminowane drewno (CLT) składa się z warstw zbudowanych z płyt. Ich montaż w kierunkach ortogonalnych pozwala im stworzyć elementy o wielkich wymiarach. Zgodnie z oczekiwaniami, produkt ten będzie odgrywać ważną rolę w przyszłym zastosowaniu drzewa w budownictwie jedno i wielokondygnacyjnym. Z tego powodu, CLT jest opisane szczegółowo w następnym rozdziale.

### 3 Szczegółowy opis: drewno krzyżowo laminowane

#### 3.1 “Masywne Konstrukcje Drewniane” vs. “Lekkie Konstrukcje Drewniane”

Ta część rozdziału ma na celu przedstawienie podstaw tak zwanej Masywnej Metody w Konstrukcji Drewnianej (MTC). Zawartość nie tylko wskaże alternatywę do Lekkich Konstrukcji Drewnianych (LWC), lecz także różnice względem podobnych systemów budowlanych tworzonych z systemów murowych i betonowych w budownictwie mieszkalnym, wielopiętrowym i przemysłowym. W szczególności, pokazane zostaną szczególne cechy stosunkowo nowego systemu CLT, czyli drewna laminowanego krzyżowo.

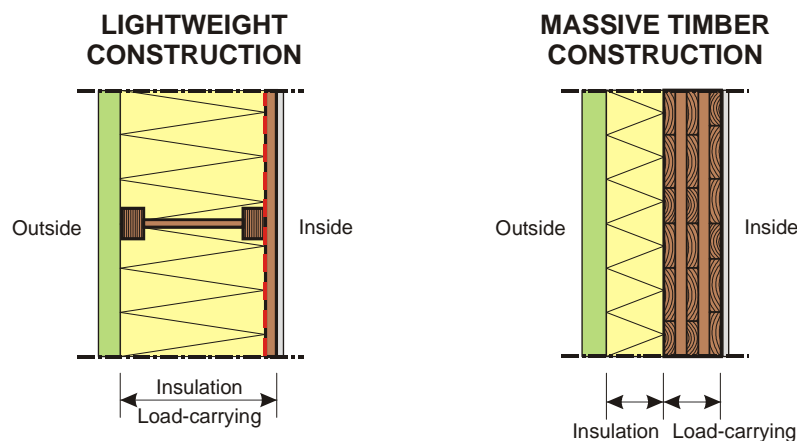


Fig. 10 Porównanie konstrukcji drewnianej lekkiej i masywnej

Najważniejszą różnicą pomiędzy wyżej wymienionymi systemami budowlanymi jest to, że w MTC mamy tu czyste oddzielenie funkcji nośnej i izolacyjnej pojedynczej warstwy. Dodatkowo mamy też różne rodziny wyrobów MTC i LWC. W porównaniu do konstrukcji lekkich, gdzie stosowane są wyroby belkowe z poszyciem, do systemów MTC stosowane są duże elementy laminowane.

Ponadto, system MTC ma tą zaletę, że na ogół nie jest potrzebna żadna izolacja przed parą wodną, oraz, w porównaniu do systemów LWC, osiągnięta jest większa pojemność cieplna. Dla obydwóch systemów budowlanych możliwe jest elastyczne kształtowanie elementów fasadowych.

Dla MTC możliwe jest wykorzystanie masywnych, wielkowymiarowych płyt nośnych i elementów panelowych (np. z elementów CLT) – pod warunkiem odpowiedniego połączenia elementów, i na ogół może być osiągnięta wysoka sztywność konstrukcji. Jest to ważny czynnik przy wznoszeniu budynków z dużymi obciążeniami dynamicznymi (np. w obszarach z trzęsieniami ziemi).

Inną możliwą aplikacją systemów MTC są również warstwowe gwoździowane płyty laminowane. Są to elementy płytowe, które zazwyczaj są wytworzone przez stos desek na ich szerszych stronach i zapewnienie połączenie między nimi za pomocą łączników mechanicznych (gwoździe, wkręty, kołki drewniane). Aby osiągnąć wystarczającą sztywność, elementy te są pokryte EWP na jednej stronie i/lub wymaganymi belkami przekątniowymi. Obecnie, elementy te są powszechnie używane na podłogi w budynkach mieszkalnych.

### 3.2 Od płyt do elementów – Produkcja elementów CLT

Podstawowym materiałem dla produkcji elementów CLT są surowe deski tartaczne, najlepiej wzięte z zewnętrznych stref kłody. Deski te mają – tartacznicy zazwyczaj nie mogą otrzymać za nie wysokiej ceny – ogólnie wysokie właściwości mechaniczne w odniesieniu do sztywności i wytrzymałości.

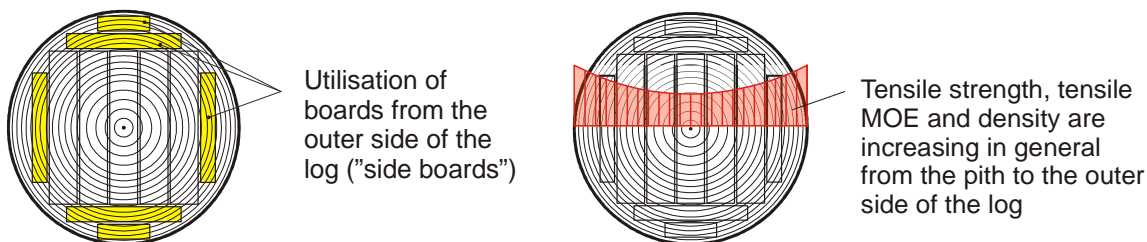


Fig. 11 Schemat piłowania desek z zewnętrznych stref pnia; rozkład właściwości mechanicznych przekroju poprzecznego kłody

Szerokość desek do produkcji elementów CLT to zazwyczaj 80 do 240mm, z grubością od 10 do 45 mm (zależnie od producenta, nawet do 100mm). Szerokość do stosunku grubości powinna wynosić  $b:d = 4:1$ . Obecnie są przetwarzane zazwyczaj iglaste gatunki drewniana (świerk, sosna, jodła), lecz także gatunki liściaste (np. jesion, buk) mogą być w przyszłości stosowane.

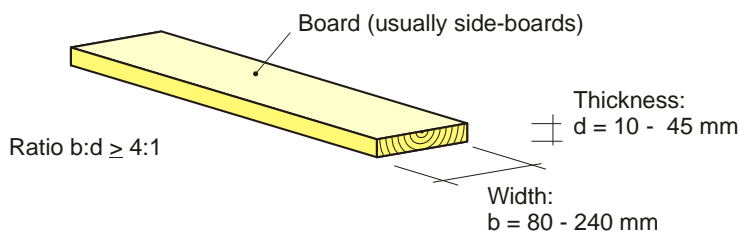


Fig. 12 Deski (z zewnętrznych stref kłody) jako podstawowy materiał do produkcji elementów CLT

Zależnie od pola zastosowania (wykorzystania), elementy CLT mogą być zbudowane w różnych klasach jakości, dla desek warstw podłużnych i poprzecznych. Charakterystyczne właściwości pojedynczych desek to wytrzymałość na rozciąganie, (podłużny) moduł sprężystości oraz gęstość.

Dla warstw zewnętrznych, deski powinny składać się z odpowiednich klas jakości i ich końce powinny być odpowiednio zakończone (wczepy klinowe; jest to zalecane dla wszystkich warstw). Do klejenia tych połączeń i lameli powinny być używane kleje przystosowane do celów nośnościowych (klasa i wymogi jakości zgodne z EN 301). Zazwyczaj są stosowane kleje oparte polikondensacie (PU), fenolowe i żywice melaminowe. Zależnie od klasy użytkowności, niezbędna jest odpowiednia zawartość wilgoci w płytach (deskach).

In a next production step lamellas (=boards + finger-joints) are planed on all four sides. Edge sides can be planed to a parallel, profiled (groove-and-tongue) or conical form.

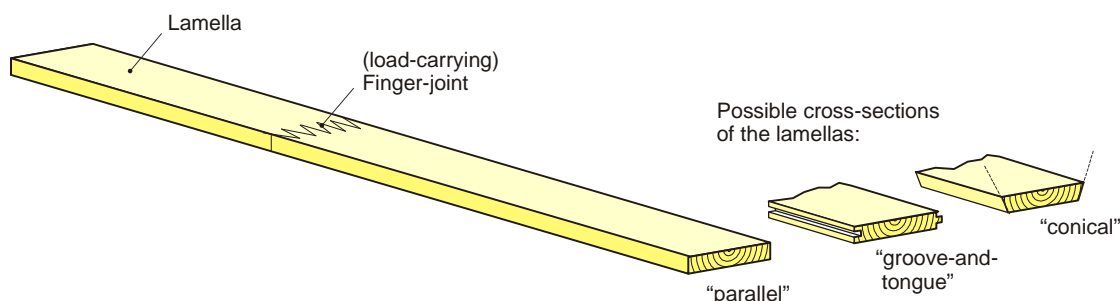


Fig. 13 Lamele o krawędziach równoległych, profilowanych lub stożkowych

Połączenia wczepowe muszą być wykonane wg EN 385. Celem jest tutaj osiągnięcie podobnej jakości lameli z glulamem. Oznacza to, że dla połączeń wczepowych – w myśl z EN 1194:1999-09 – musimy osiągnąć charakterystyczną wytrzymałość na rozciąganie o  $5 \text{ N/mm}^2$  wyższą niż dla desek (ft, 0, I, k).

Wyniki badań pokazują, że elementy CLT mogą osiągnąć wytrzymałość na zginanie przynajmniej porównywalną do tej dla glulamem GL24h. Ponieważ kilka lameli jest obciążone podobnie podczas zginania, w czasie projektowania może być wykorzystany tzw. "efekt systemu". Szczegóły do projektowania elementów CLT na zginanie są podane w [10] i [11].

Na ciąg produkcyjny składa się montaż lameli do jednego elementu warstwowego. Aby osiągnąć lepsze właściwości mechaniczne i fizyczne, lecz także z powodów estetycznych,

lameli powinien być sklejone na brzegach. Połączenia wczepowe oddzielnych lameli powinny być rozstawione w odpowiednich odległościach. Zgodnie z EN 386:1995 (co jest wymagane przy produkcji glulam), odległości te powinny wynosić jedną trzecią szerokości lameli. Jednakże, sugeruje się niekiedy, aby tą odległością była cała szerokość lameli.

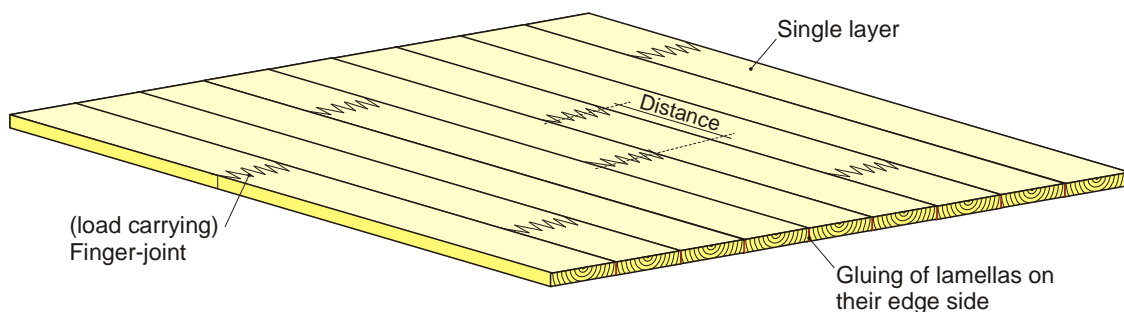


Fig. 14 Pojedyncza lamela z klejoną krawędzią

Typowy układ pojedynczych warstw elementów CLT jest ortogonalny. Ale warstwy mogą również być zorientowane pod innymi kątami (np. 45°). Kwazi-sztywne połączenie pojedynczych warstw jest osiągnięte przez przyklejanie całej pojedynczej warstwy. W konsekwencji, jest niezbędny odpowiedni system do rozmieszczania kleju. W dodatku, należy ściśle przestrzegać wskazówek odnośnie ciśnienia przyłożonego do klejów.

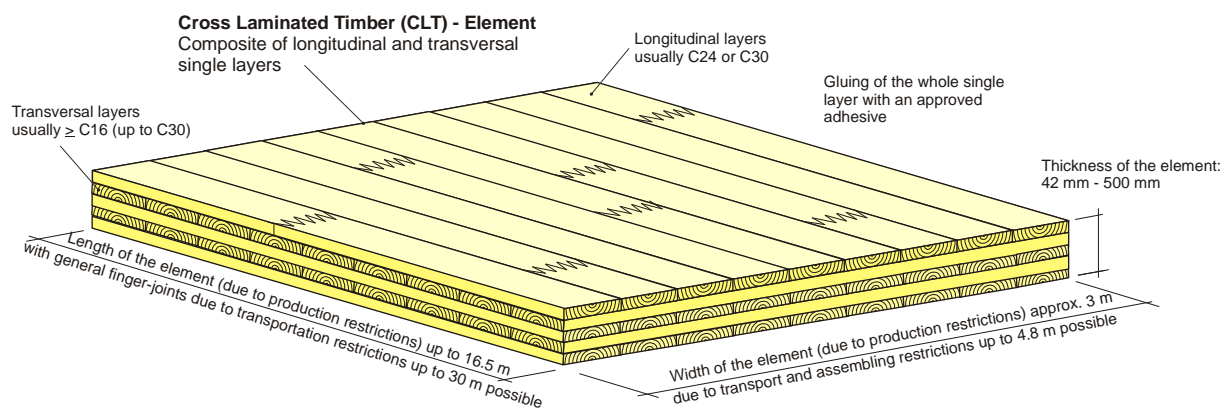


Fig. 15 Konfiguracja CLT (5-o warstwowego)

Wielkość i Forma elementów CLT są związane z ograniczeniami dotyczącymi produkcji, transportu i montażu. Obecnie, płaskie i pojedynczo zakrzywione elementy o wymiarach od 16.5m wzdłuż, 3.0 m wszerz i grubości do 0.5 m można przyjąć jako standard. Większe długości (do 30m) mogą być zmontowany za pomocą normalnych połączeń wrębowych. Dla zakrzywionych elementów CLT, grubość lamel musi zostać dostosowanym do krzywizny. Odpowiednie przepisy są podane np. w 386:1995 EN (słuszne dla glulam).





Fig. 16 Płaskie i zakrzywione elementy CLT w czasie produkcji

Przy produkcji elementów CLT, różne konfiguracje warstw podłużnych i poprzecznych zezwalają na optymalizację odnośnie wymogów mechanicznych i ognio-ochronnych.

Przy trój- pięciowarstwowych elementach można wytworzyć grubość około 100 mm (170 mm). Dla pokładów mostowych są dostępne znacznie grubsze elementy.

Obecnie, nie istnieją standardy albo normy do produkcji elementów CLT, ale różne przedsiębiorstwa dostają aprobaty na swoje produkty. Dla procedur weryfikacji znane są standardy europejskie i krajowe. W ogólności, wykorzystanie elementów CLT jest ograniczone do klasy użyteczności 1 i 2. Elementy CLT są dostępne jak wytworzone fabrycznie jako nieobrobione, z niewidoczną jakością zewnętrznych warstw. Jeśli widoczna jakość tych warstw jest niezbędna, mogą być stosowane odpowiednie produkty, jako nośne i nienośne.

Zewnętrzne warstwy nośne w jakości widocznej powinny być używane na obu powierzchniach elementu, z powodu symetrii przekroju poprzecznego. Materiały dla tych warstw mogą być pojedynczymi warstwami na pióro-wpust, listwami i płytami laminowanymi, LVL i OSB.

Dla zewnętrznych warstw o właściwościach nie nośnych, mogą być wymagane specjalne właściwości w związku z widoczną jakością, oporem przed ogniem i izolacją akustyczną. Warstwy te mogą być stosowane na jednej albo obu stronach i mogą być połączone za pomocą wkrętów, gwoździ albo kleju. Pomijając już wspomniane materiały, mogą być stosowane dla tych celów płyty wiórowe i gipsowe.

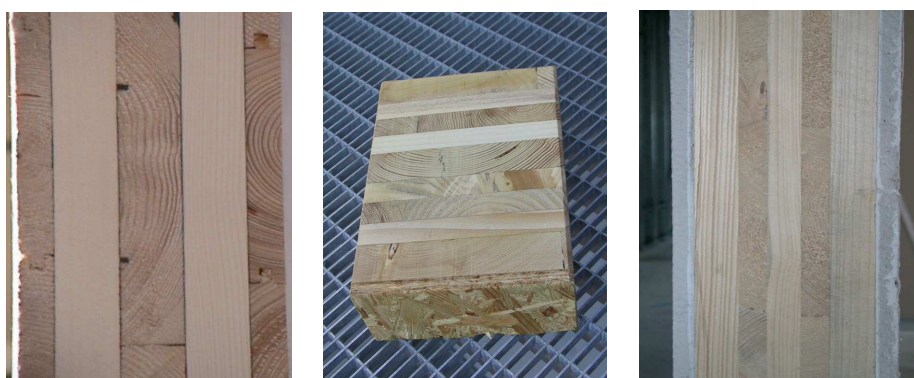


Fig. 17 Warstwy zewnętrzne elementów CLT (warstwa pióro-wpust, OSB i płyta G-K)



### 3.3 Modelowanie i zachowanie nośne elementów CLT

#### 3.3.1 Aspekty ogólne

Podczas procesu weryfikacji związanej z konstrukcjami musi zostać sprawdzone, czy określone wymogi (równowaga statyczna, SGN, SGU, solidność) odnośnie konstrukcji, lecz także dla jej pojedynczych elementów (np. CLT), są spełnione. Jako część tej procedury, musi być sporządzona weryfikacja potwierdzająca, że wszystkie nośności są przenoszone przez konstrukcję i jej elementy, lecz także w punktach lokalnych (np. w miejscu przyłożenia sił). W każdym przypadku, nośność połączeń również musi być sprawdzona.

Na zachowanie nośności i użyteczności elementów CLT wpływa na ogół wielkość, forma i liczba otworów (drzwi, okna, otwory na kominy, schody, czy świetliki itp.), układ przekroju poprzecznego (liczba i grubość warstw, klasy jakości i gatunek użytego drewna, orientacja warstw) oraz jakość produkcji.

Ustalenie sił wewnętrznych i rozkładu naprężeń dla elementów CLT jest zależny od odpowiedniego modelowania konstrukcji i elementów. Na potrzeby analizy (od projektu wstępnego do szczegółowego) i modelowania musi być brana pod uwagę geometria, liczba i forma otworów, konfiguracja przekrojów poprzecznych, właściwości materiału i połączenia elementów, lecz także warunki graniczne podpór.

#### 3.3.2 Warstwy krzyżujące się elementów CLT – Ścinanie rozwarstwiające

W porównaniu ze sztywnością i wytrzymałością drewna obciążonego wzdłuż włókien, (dla drewna iglastego) w kierunku prostopadłym do włókien obydwa te parametry są bardzo słabe. W konsekwencji, poszczególne warstwy przekroju poprzecznego, które muszą przenosić obciążenie prostopadle do włókien ponieważ są poddane ścisnaniu i tak zwanemu "ściananiu rozwarstwiającemu" (ściananie w płaszczyźnie radialnej), doprowadzają do stosunkowo niskiej nośności.

Rowki w powierzchni desek i lokalne odklejenia na ich brzegach, w pojedynczych warstwach, wpływają dodatkowo na już ograniczoną nośność.

Złożone zachowanie i nośność warstw ukierunkowanych jest w praktyce przy weryfikacji inżynierskiej na ogół zredukowane do prostego ścianania belek. Stosowane modele obliczeniowe opierają się na jednorodnych pojedynczych warstwach, które są reprezentowane przez ich grubość, sztywność i właściwości wytrzymałościowe.

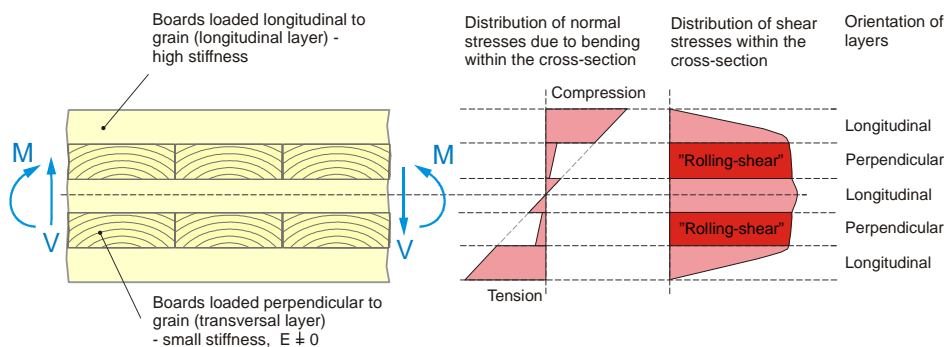


Fig. 18 Rozkład naprężeń w elemencie CLT z klejonymi krótszymi bokami desek przy obciążeniu momentem i siłą poprzeczną

Naprężenia ścinające, które prowadzą do naprężeń w płaszczyznach prostopadłych do włókien są nazywane „*rolling shear stresses*” - naprężenia rozwarstwiające (np. zgodnie z DIN 1052:2004-08).

Z badań zginania elementów CLT z zamierzonymi uszkodzeniami od ścinania wiadomo, że uszkodzenie i jego mechanizm jest zainicjowany w warstwach. Z analizy mechanizmu uszkodzenia widać, że jest za niego odpowiedzialna kombinacja dwóch form uszkodzenia: obrót składników warstw i „rolowanie się” strefy młodszych słoików (*earlywood*). Fakty te są zilustrowane na Rys.20.

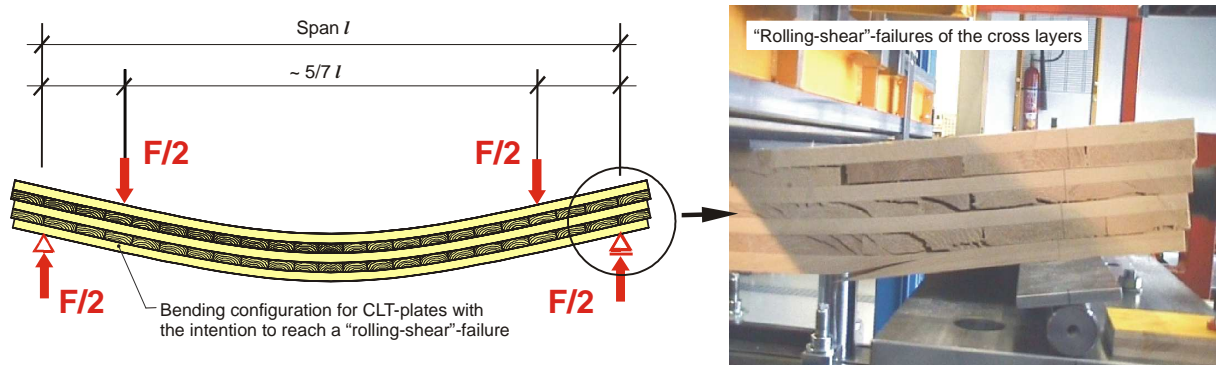


Fig. 19 Uszkodzenie warstw CLT podczas zginania (elementy bez sklejenia powierzchni bocznych)

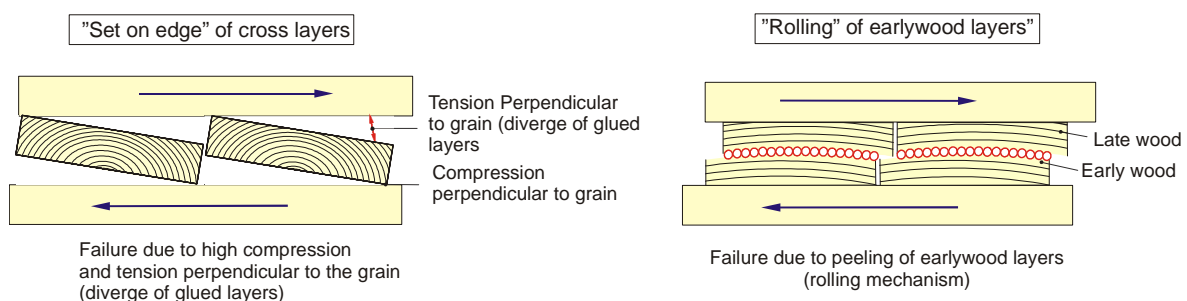


Fig. 20 Mechanizm uszkodzenia w warstwie przekroju CLT (makroskopowo)

Analiza numeryczna pokazuje, że „moduł ścinania rolującego” (sztywność na ścinanie od obciążeń w płaszczyźnie prostopadłej do włókien) nie jest parametrem materiałowym, ale może być traktowany jako „rozsmarowana” charakterystyka sztywności na ścinanie, zależna od parametrów konstrukcyjnych drewna (np. sprężystość, geometria i parametry wymiarowe, lecz także od specyfiki produkcji).

W tabeli 3 wymienione są główne parametry, wpływające na "ściananie rozwarstwiające". Dodatkowo, znaczącymi są parametrami zastosowany gatunek drewna i klasa wytrzymałości desek.

Parametry wpływające na "ścianie rozwarstwiające" ( <i>rolling shear</i> )	pozytywne $\longrightarrow$ negatywne
Wymiary desek (płyt) w przekroju	
Pozycja desek w kłodzie (schemat cięcia)	
Grubość słoju i ich gęstość (relacja: młodsze słoje/starsze słoje)	
Produkcja Ciśnienie Typ kleju	
Typ obciążenia	

Tab. 3 Increasing and decreasing parameters on the "rolling-shear" properties

Należy wspomnieć, że w referencjach i różnych normach i standardach, wartości dla "ściania rozwarstwiającego" są zaproponowane z dużą zmiennością. Przy sprawdzeniu elementu musi zostać oszacowana odpowiednia wartość dla danego produktu.

### 3.4 Standardy i weryfikacja

Obecnie, nie ma przepisy dla produkcji i wykorzystania elementów CLT w strukturze norm Unii Europejskiej, jak i w większości z norm krajowych z wyjątkiem, np. DIN 1052:2004. Za

tego, podane są zasady ich stosowania, weryfikacji i produkcji w różnych europejskich i krajowych aprobatach technicznych producentów.

Mechaniczne parametry elementów CLT mogą być określone na podstawie właściwości (MOE, wytrzymałość, gęstość, itp.) pojedynczych warstw i desek. Model nośności dla drewna klejonego (glulam) oparty na "modelu belkowym" został ostatnio opublikowany np. w [10].

Dla zgrubnej weryfikacji naprężeń warstwowych przyjmuje się sztywne połączenie między nimi. Ten model daje wystarczającą dokładność przy ocenie naprężeń. Przy weryfikacji SGU, należy wziąć pod uwagę podatność międzywarstwową. Do zgrubnego ustalenia odkształceń sprężystych, dodatek o wartości 20 % w związku ze "sztywnymi" połączeniami, powinien również być brany pod uwagę. Dla bardziej szczegółowej weryfikacji, mogą być stosowane bardziej wyrafinowane modele, którzy uwzględniają podatność międzywarstwową (więcej szczegółów podano np. w [12]).

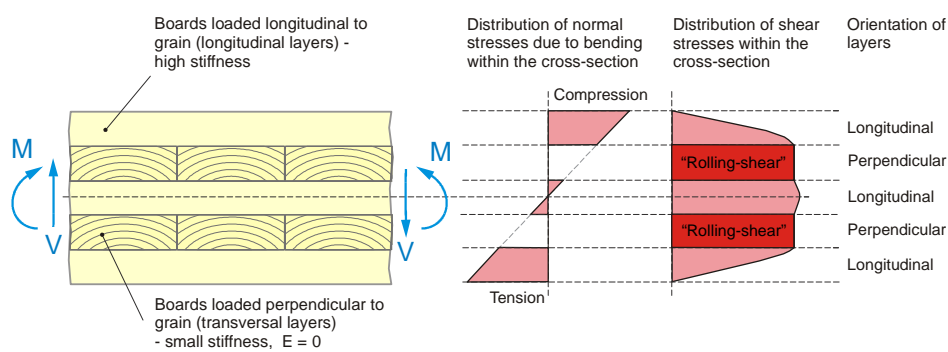


Fig. 21 Stress distributions of a CLT-element without glued narrow faces of the boards loaded by a moment and a transversal force

Jak wspomniano wcześniej, dla elementów zabudowanych ze "sztywnymi" połączeniami każdej warstwy (składającej się z desek, fornirów i pasm), np. dla CLT, podana jest (np. w DIN 1052:2004) procedura weryfikacji oparta na klasycznej teorii wytrzymałości materiałów. Metoda ta proponuje uwzględnianie odkształceń od ścinania.

Podsumowanie tych uregulowań jest podane niżej:

- Konstrukcje z charakterystycznymi dwukierunkowo wymiarami mogą być sprawdzane, jako tarcze (panele) gdy elementy są obciążone w płaszczyźnie, a jako płyty albo jako ruszt dźwigarów, gdy obciążenia są przyłożone w płaszczyźnie prostopadłej do swojej płaszczyzny.

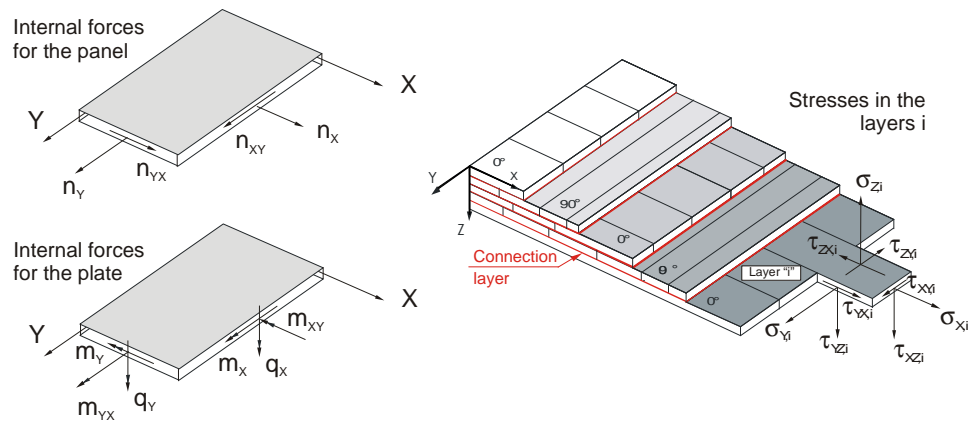


Fig. 22 Denotation of internal forces for panels and plates and of stresses in the layer i

- Odkształcenie i wartości naprężeń muszą zostać obliczone jako złożone ze sztywnymi warstwami kontaktowymi. Obciążenia prostopadłe do włókien (naprężenia ściskające i rozciągające prostopadłe do włókien) i naprężenia “rozwarstwiające” należy wziąć pod uwagę..
- Dla obliczenia wartości przekroju poprzecznego w kierunku głównej osi, musi być uwzględniona konfiguracja elementu. Moduł sprężystości prostopadłej do włókien dla elementów z nie sklejonymi bokami desek może być pominięty.
- Należy uwzględnić wpływ deformacji od ścinania.

### 3.5 Modelowanie płyt

Zależnie od konfiguracji przekroju poprzecznego, stosunek wymiarów podłużnych i szerokości ( $l$ :  $b$ ) i typu poparcia, obciążenia mogą być przeniesione przez jedno- albo dwuosiowe zginanie. Zależnie od warunków brzegowych (podparcia), płyty CLT zazwyczaj są modelowane jako belki jedno albo wieloprzęsłowe zginane jednoosiowo. Jeśli jest przyjęte do modelowania zginanie dwuosiowe, muszą być uwzględnione typy połączeń na krawędziach płyty (głównie proste nakładki elementów zamodelowane jako przeguby) wraz z otworami.

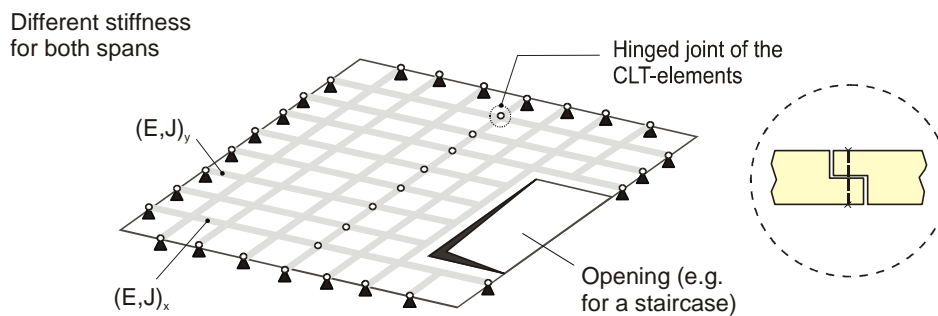


Fig. 23 Modelowanie płyty z dwiema osiami obciążenia za pomocą rusztu belkowego (z otworami i podporami)



Masywne podłogi CLT zazwyczaj są rozważane jako sztywnymi tarcze (gdy obciążenia działają w płaszczyźnie), który są zaprojektowane do przenoszenia obciążeń poziomych (z wiatru czyiny, czyiny trzęsienia ziemi, etc.). Przy zwykłych rozważaniach konstrukcyjnych żadna weryfikacja dla tych obciążeń nie jest potrzebna.

Przy obliczaniu ugięcia płyt w SGU, oprócz tych spowodowanych przez wpływ zginania, odkształcenia od ścinania muszą zostać uwzględnione, z powodu niższych wartości modułu "ścinania rozwarstwiającego" (w przybliżeniu wartość modułu poprzecznego  $G_{90,mean} \sim 50 \text{ N/mm}^2$ ).

Aby uniknąć niepożądanych efektów dynamicznych, odkształcenia spowodowane obciążeniami stałymi (bez wpływu pełzania) muszą być ograniczone do 5 mm. Jeśli to nie może być zagwarantowane, należy wykonać dokładniejsze obliczenia (np. MES).

### 3.6 Modelowanie ścian poprzecznych

Do modelowania ścian poprzecznych z elementów CLT mogą być stosowane modele kratownicowe i ramowe. Dla bardziej dokładnych analiz może być używana metoda MES.

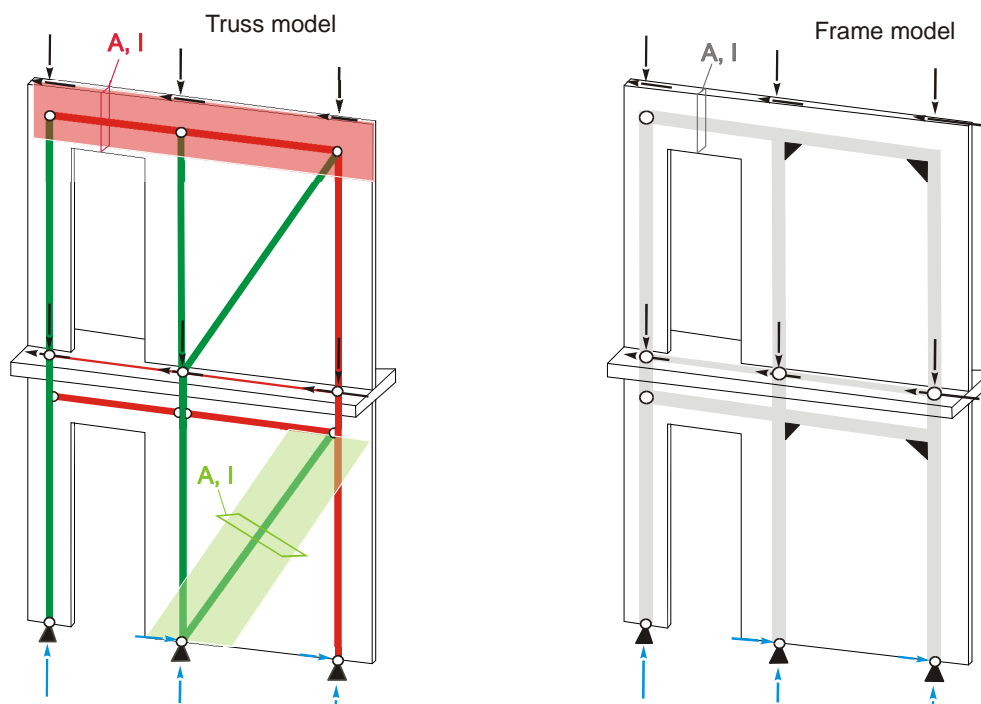


Fig. 24 Model kratownicowy i ramowy ściany poprzecznej

Dla weryfikacji drzwi i belek nadprożowych muszą być opracowane odpowiednie modele. Proste modelowanie przekrojów przegubowych (dla małych kolumn ściennych) i ścian sztywno zamocowanych jest pokazane na Rys. 25.

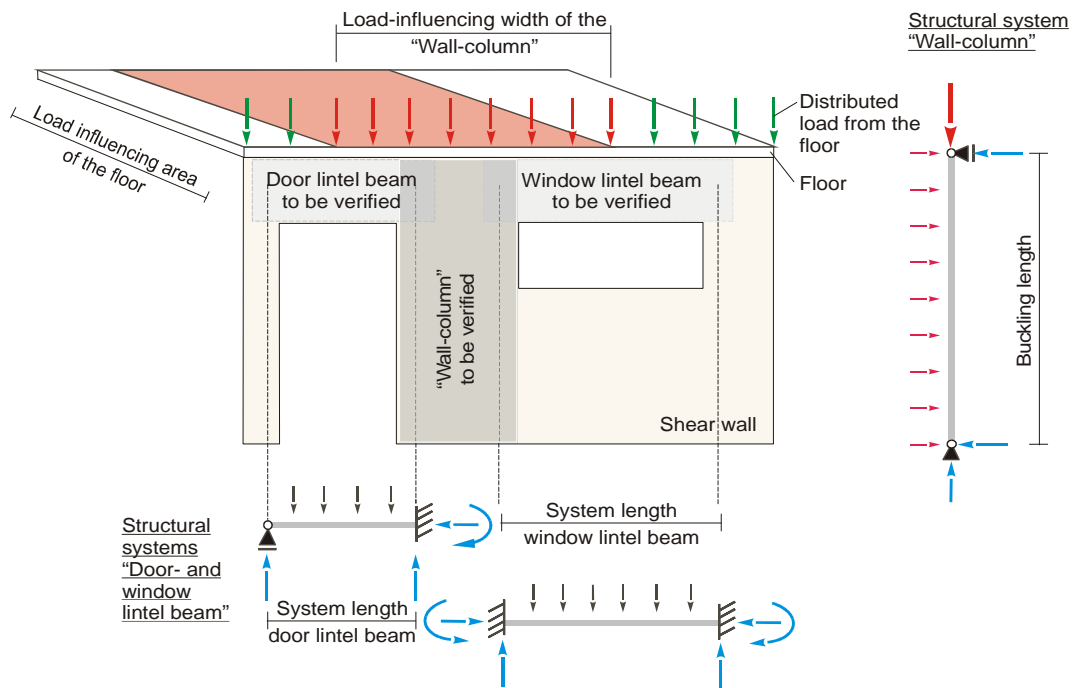


Fig. 25 Modelowanie krawędzi podłoga-ścian, "kolumny ściennej" i nadproży

Zachowanie wyboczeniowe ścian zależy, poza smukłością (parametry: długość wyboczeniowa, sztywność efektywna), od przyłożenia siły ściskającej (obciążenie mimośrodowe lub nie). W budynkach wielopiętrowych, wycinki ścian muszą być rozpatrzone na całą wysokość ścian. Zachowanie wyboczeniowe całej ściany (np. odizolowana ściana klatki schodowej) w budynkach wielopiętrowych może być obliczane dla wysokości między podłogami, dzięki wysokiej sztywności podłogi (w jej płaszczyźnie, przyp. tłum). Połączenia blokujące tarcie w ścianach poprzecznych również prowadzą do wyższych sił wyboczeniowych ściany, co też musi zostać zweryfikowane

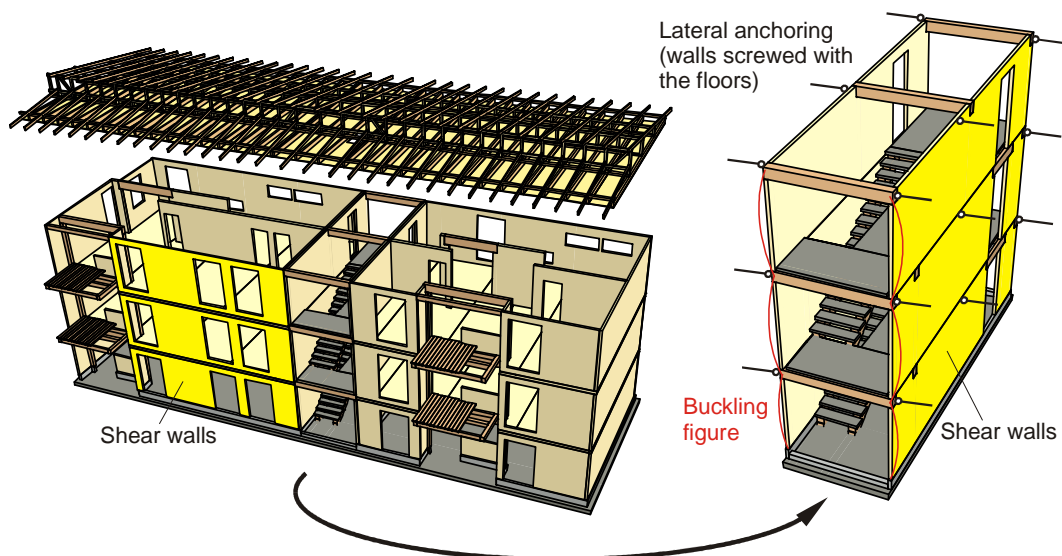


Fig. 26 Modelowanie konstrukcji klatki schodowej

### 3.7 Modelowanie połączeń

Modelowanie połączeń do weryfikacji ich nośności musi być wykonane przy rozważeniu efektów związanych z konfiguracją elementów CLT.

Do modelowania połączeń muszą być opracowane odpowiednie modele nośności łączników (np. wkręty, pręty wklejane, śruby, itp.).

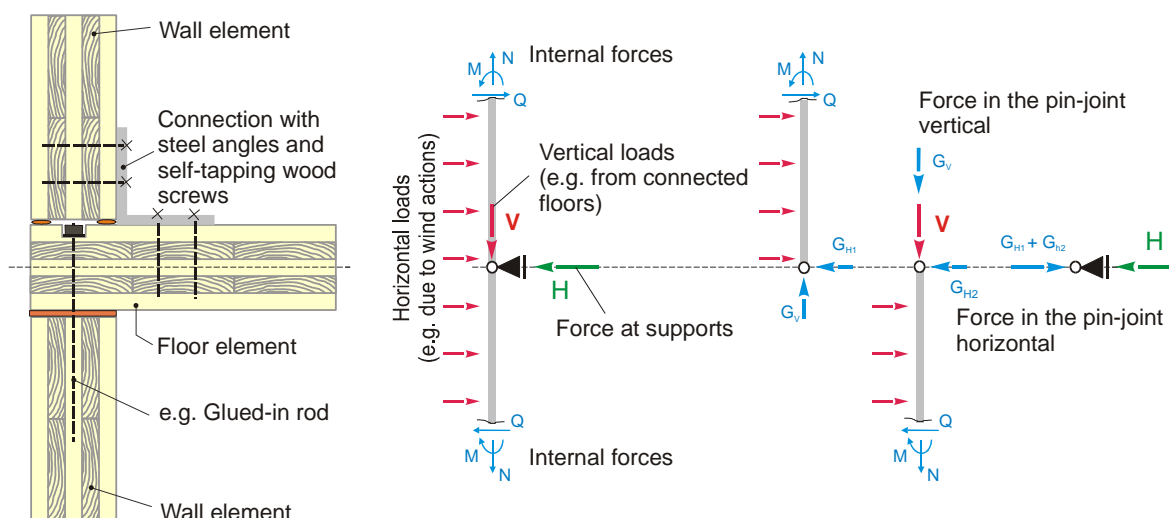


Fig. 27 Modelowanie krawędzi podłoga-ściana

### 3.8 Zastosowanie elementów CLT w budynkach jedno i wielorodzinnych

#### 3.8.1 Aspekty ogólne

System MTC do wykorzystania elementów CLT jest scharakteryzowany przez zastosowanie masywnych, wielowarstwowych elementów jako nośne. Z powodu ich wymiarów wszerz i wzdłuż w porównaniu do ich grubości, mogą być sklasyfikowane jako konstrukcje powłokowe (tarcze, płyty) albo elementy 2D.

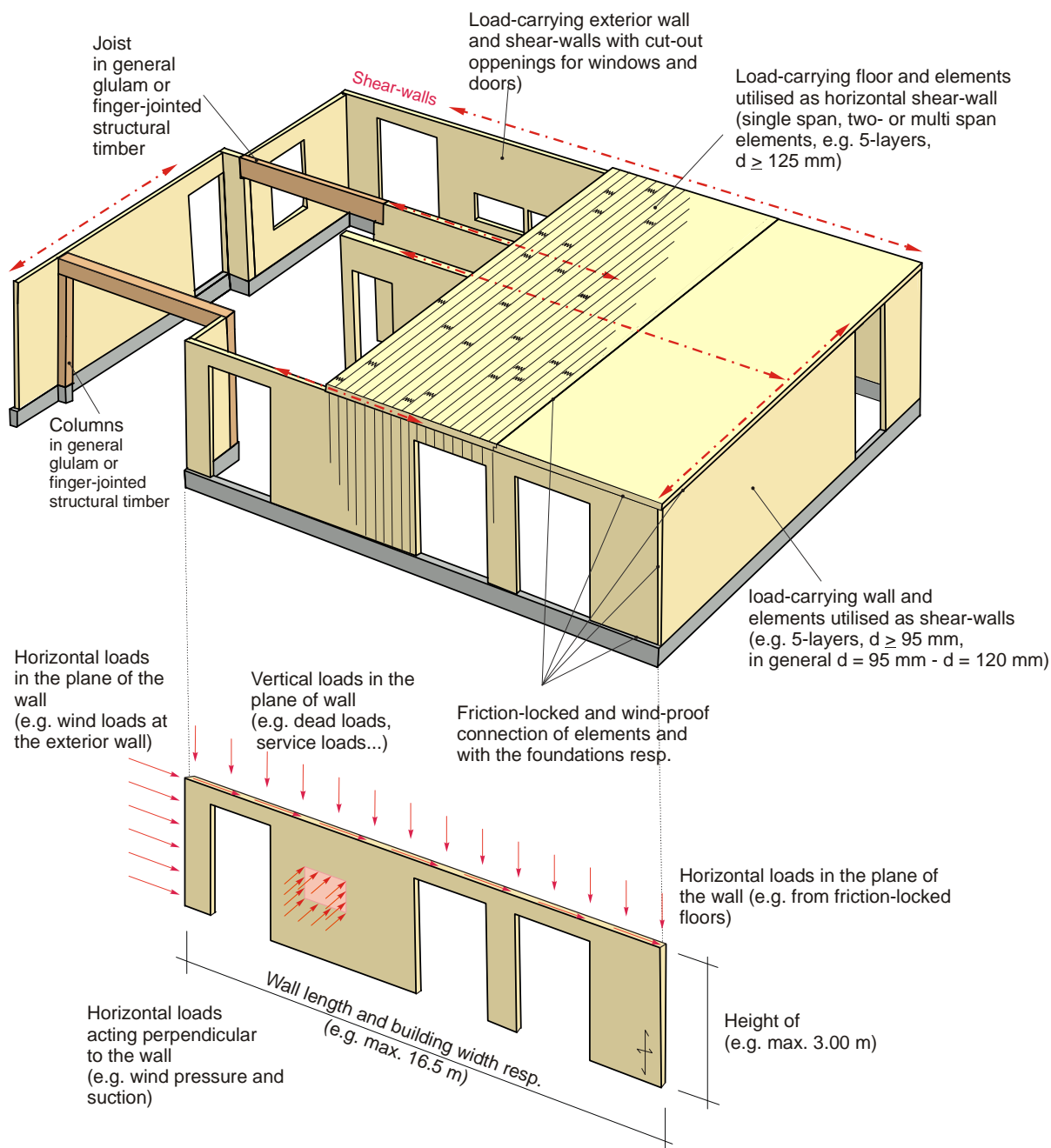


Fig. 28 Nośne elementy CLT w budynkach mieszkalnych

Zależny od ich sytuacji z obciążeniem, elementy CLT spełniają rolę paneli (tarcz) albo płyt. Poprzez adaptację przekroju poprzecznego – w ogólności z warstwami ortogonalnymi – odpowiednia nośność może być zapewniona w kierunku podłużnym i poprzecznym. Zależnie od konfiguracji przekroju poprzecznego może być również osiągnięty rozkład obciążeń poprzecznych, np. do wprowadzenia pojedynczych sił.

Wiele zastosowań elementów CLT dla mieszkalnych i wielopiętrowych budynków można spotkać, dzięki zmienności produktów i podzespołów. Ich wykorzystanie jest nie tylko



ograniczone do wielkowymiarowych ścian wewnętrznych, dachów i podłóg, lecz także w połączeniu z elementami w belkowymi, jak dwuteowniki, belki i słupy.

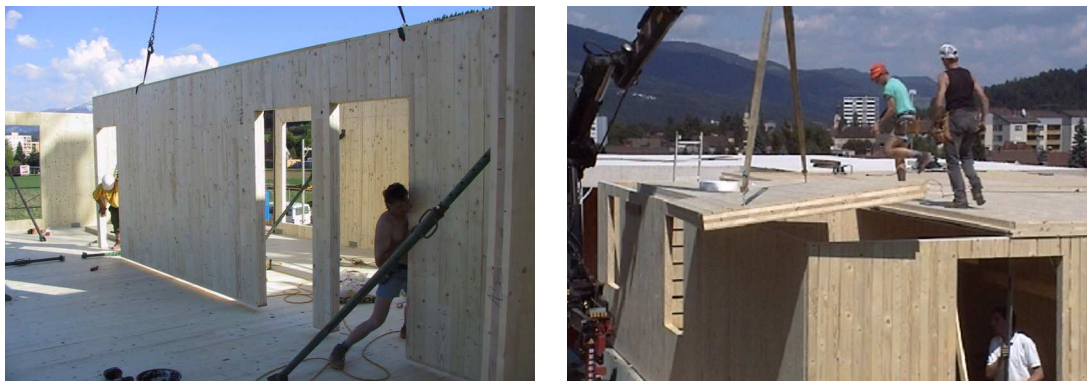


Fig. 29 Wznoszenie ścian i stropu



Fig. 30 Ściany nośne i otwory w stropach budynku wielokondygnacyjnego



Fig. 31 Element klatki schodowej





Ściany z oknami i otworami drzwiowymi, podłogami z otworami na schody i elementy dachu (np. dla kopuł świetlików) są realizowane najczęściej bez dodatkowych konstrukcyjnych wysiłków (np. lokalne wzmocnienia i zastąpienia). Zależnie od szerokości okna i otworów drzwiowych, wyżej wymienione płyty podłogi mogą to zapewnić.



Fig. 32 Otwory na komin i uźebrowane elementy CLT ze świetlikami

Dodatkowo, elementy CLT pozwalają na budowę wspornikowych i punktowo podpartych balkonów i elementów okapu, poza gankami ze wszystkich stron.



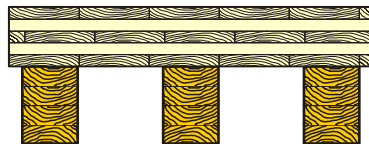
Fig. 33 Wspornikowe i punktowo podparte płyty balkonowe

Jak wiadomo z doświadczenia, grubość elementów 5-o warstwowych do użytku w wielopiętrowych budynkach (do trzech poziomów) wynosi około 95mm. Minimalna grubość dla nośnych, masywnych elementów ściennych jest zależna od rozpiętości i zastosowanego produktu. Na ogół nie zaleca się grubości poniżej 75mm.

Zależnie od konfiguracji elementu i podłogi, obciążenia stałe i użytkowe przy rozpiętościach między 4.0 a 5.0 m mogą być zrealizowane za pomocą 5-o warstwowego elementu podłogowego ( $d = 125\text{mm}$  do  $160\text{mm}$ ) w sposób ekonomiczny. Dla większej rozpiętości podłogi i wyższych elementów ściennych bez poparcí, mogą być używane płytki żebrowane wbudowane w belki z glulamem albo belki nośne skrzynkowe ze środkiem z glulamem.



Ribbed plate,  
CLT, 5-s + Glulam (GL24 up to GL36)



Boxed cross-section,  
CLT, 3-s + Glulam (GL24 up to GL36) + CLT 3-s

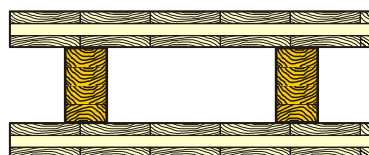


Fig. 34 Ribbed plate and boxed cross-sections built-up with CLT-elements

Masywne ściany, podłogi i elementy dachu mogą być dokładnie sprefabrykowane, według planów, przeważnie w związku ze standaryzowanymi i prostymi technikami połączeń. Dlatego, drogie regulacje i elementy instalacji na miejscu mogą być pominięte. Izolacje, szalowania i elementy fasad mogą być łatwo połączone i szybko zamontowane na elementach CLT.

Połączenie z innymi systemami budowlanymi (np. konstrukcje murowe) mogą zostać wykonane w prosty sposób.

### 3.8.2 Realizacja ścian poprzecznych

Stężanie budynków wzniesionych z elementów CLT jest wykonywane razem ze ścianami poprzecznymi i podłogami, które prowadzą do sztywnej trójwymiarowej konstrukcji. Ogólnie mówiąc, stężenie nie jest potrzebne. Poziomo obciążone ściany poprzeczne potrzebują konieczności połączenia blokującego tarcie z podłogą. Wymagana liczba ściana tego typu i ich pozycja w budynku jest określona przez geometrię budynku, przekrój poprzeczny elementów, geometrii pojedynczych ściana poprzecznych oraz typu i wielkości obciążenia poziomego (oddziaływanie trzęsień ziemi, wiatru, itp.)

W związku z poziomym przenoszeniem obciążeń, poza typem zastosowanych łączników, nienaruszona długość ściany poprzecznej (stosunek długość: wysokość ściany) ma duże znaczenie. Duże otwory ścienne, np. dla okien i drzwi, które zakłócają pionowe i/lub poziome przenoszenie obciążeń, prowadzą do zakłóceń we właściwościach ściany.

Masywne ściany poprzeczne są w ogólności sztywniejsze niż lekkie konstrukcje ścienne. Z powodu tego, liczba i długość ścian poprzecznych mogą być znacznie zredukowane.

### 3.8.3 Aspekty ochrony ogniowej elementów CLT

Elementy CLT składają się z różnych warstw wytworzonych z materiału organicznego, drzewa i drewna, który jest palny. Pomimo tego faktu, zachowanie elementów CLT w przypadku działania ognia może być uznane za sprzyjające. Jest tak, ponieważ zewnętrzne

zwęglone warstwy tworzą strefę ochronną ("warstwa pirolizy"), która chroni stanowiące podłoże warstwy elementu. W efekcie, ciepło wzrasta powoli i opóźnia rozwój ognia. Spadająca nośność jest wynikiem zmniejszającego się przekroju poprzecznego spalonego elementu.

W porównaniu drewnem konstrukcyjnym i klejonym, prędkość zwęglania jest wyższa z powodu występowania szczelin pomiędzy warstwami. Ponadto, zewnętrzna warstwa może odpaść od pozostałych warstw elementu, co również prowadzi do zwiększonej prędkości zwęglania elementów CLT.

W procesie weryfikacji, strata zewnętrznej warstwy musi być wzięta pod uwagę. Oznacza to, że dla pięciowarstwowego elementu, w przypadku 30 minutowej odporności na ogień, istnieje możliwość, że przynajmniej jedna warstwa jest całkiem spalona. Tak więc, element pięciowarstwowy z trzema warstwami podłużnymi i dwiema warstwami poprzecznymi jest zredukowany do elementu trójwarstwowego po wystawieniu na ogień przez 30 min. Ta konfiguracja pozostaje dla dalsze 30 min., po czym następne poprzeczne warstwy są narażone na spalanie.

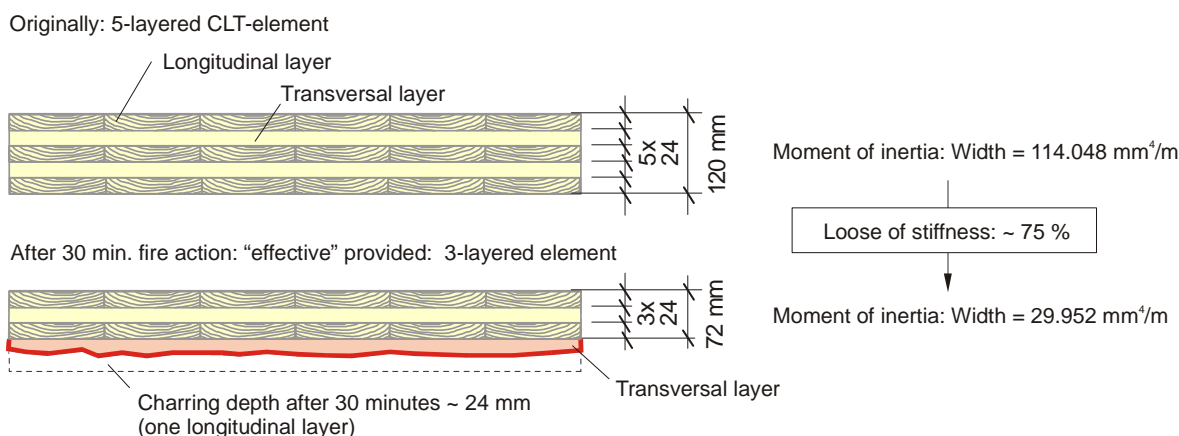


Fig. 35 Loss of stiffness of a one-sided, fire exposed CLT-element

Badania elementów CLT o grubości 120mm i 5-o płyt warstwowych dowiodły, że ich odporność na ogień do 60 minut może być osiągnięta bez straty niezbędnej nośności i innych zagrożeń. Przy odpowiednim projektowaniu (np. zewnętrznej warstwy) i/lub dodatkowym pokryciu elementu CLT panelami (np. gips-karton), mogą być osiągnięte jeszcze wyższe czasy.

### 3.9 Techniki połączeń elementów CLT

#### 3.9.1 Aspekty ogólne

Przez wykorzystanie dużych elementów MTC, pojawia się tylko kilka brzegów kontaktowych. Krawędzie te mogą być podzielone na typy: ściana-ściana, ściana-fundament, ściana-podłoga-ściana i podłoga-podłoga. Niezbędne tarcie i szczelność dużych elementów CLT zasadniczo są osiągnięte przez konwencjonalne mechaniczne systemy łączników

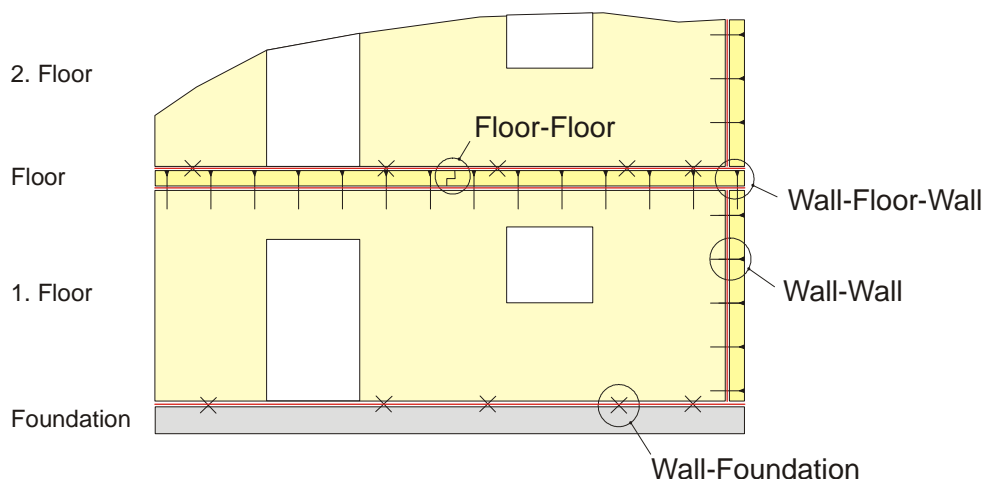


Fig. 36 Pozycja krawędzi w budynkach

Projektowanie złączy elementów CLT na wyżej wymienionych krawędziach i weryfikacja ich nośności jest zazwyczaj zrealizowana za pomocą dobrze znanych łączników systemowych w dyskretnych punktach. Zazwyczaj tymi łącznikami są, samogwintujące kręty, pręty wklejane, gwoździe, kołki i śruby. Dodatkowo, inne systemy łączników, przyjęte pod względem technicznym, również mogą być wykorzystane.

Na krawędziach ściana-podłoga i ściana fundament na ogół powstają naprężenia ściskające od masy własnej konstrukcji. Tylko w sytuacji obciążenia z małymi siłami ściskającymi, np. w przypadku (chwilowego) obciążenia montażowego i/lub specjalnej geometrii elementów, mogą pojawiać się siły "podnoszące" na brzegach. Siły te muszą zostać przeniesione przez odpowiednio zaprojektowane połączenia.

Przy klasyfikowaniu tych połączeń i projektowaniu ich nośności musi zostać rozważona konfiguracja przekroju poprzecznego elementu.

- Na głównych powierzchniach elementów należy rozważyć, do których warstw będą montowane łączniki
- Przepisy odnośnie odstępów i odległości, długości osadzenia, nawierceń, itd., które są istotne dla łączników, zgodnie z kątem obciążenie-włókna, muszą być brane pod uwagę zgodnie ze specyfikacją drewna konstrukcyjnego i glulam. Jakikolwiek szczeliny pojawiające się między warstwami desek (z powodu procesu produkcyjnego albo nie sklejonnych brzegów i pęknięć) muszą również być uwzględnione.





- Z powodu warstwowego przekroju poprzecznego i ortogonalnych warstw ( $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ , ...), należy oczekiwać innej nośności i sztywności, w porównaniu z produktami belkowymi. Należy przyjąć odpowiednie modele obciążeń dla wkrętów samogwintujących, prętów wklejanych, kołków i śrub. Modele te są obecnie silnie rozwijane. Doświadczalna ocena takich połączeń jest również niezbędna.

### 3.9.2 Wkręty do drewna

Poprzecznie obciążone wkręty do drewna muszą mieć średnicę  $d_s > 4\text{mm}$ . W dodatku, wymagane są co najmniej cztery płaszczyzny cięcia. Dla średnicy ponad 10 mm ten wymóg jest zmniejszony do dwóch płaszczyzn. Wkręty w powierzchni zewnętrznej elementów CLT mogą być stosowane te zasady są spełnione.

W przypadku szczelin w wewnętrznych warstwach, tylko skrajna zewnętrzna warstwa może być rozważona przy projektowaniu takich połączeń. Z powodu tego faktu jest korzystne, kiedy elementy są zbudowane z desek, które są sklejone również na ich węższej stronie. Dla tych elementów, odpowiednie warstwy dla połączeń mogą być brane pod uwagę przy rozważaniu ich orientacji

Wysoko sprawnym, prostym w stosowaniu, i dlatego ekonomicznym, rozwiązaniem jest wykorzystanie samogwintujących wkrętów do drewna. Są one dostępne w średnicach: 8 mm, 10 mm i 12 mm, i o długościach do 600mm. Ich wykorzystanie może być osiągnięty bez wierceń i dodatkowego pochylecia między osią łącznika a włóknami drewna. Na ogół wkręty samogwintujące są obciążone osiowo, co pozwala na przenoszenie dużych obciążeń.

### 3.9.3 Pręty wklejane

Pręty wklejane są odpowiednim systemem do łączenia elementów CLT. Pozwalają one na określone połączenie wąskich brzegów, w szczególności na przenoszenie większych obciążeń, jak również kiedy pojawiają się obciążenia poprzeczne i podłużne do ich osi.

Jeśli wąski bok desek w pojedynczych warstwach nie jest przyklejony, to nie można uniknąć tego, że części pręta są ustawione w szczelinach, gdzie oczywiście nie mogą przenosić obciążeń. W konsekwencji nośność może silnie spaść.

### 3.9.4 Kołki i trzpienie

Kołki i trzpienie – obciążone prostopadle do ich osi – mogą być zastosowane również do nośnych połączeń elementów CLT. Jest wymagane uwzględnienie orientacji warstw w przekroju poprzecznym. W elementach z nie sklejonymi wąskimi powierzchniami nie można wykluczyć, że łączniki znajdują się w odstępach pomiędzy deskami. Należy wziąć pod uwagę, że na nośność wpływają nie tylko najbardziej zewnętrzne warstwy, lecz także konfiguracja przekroju poprzecznego (orientacja i grubość warstw).





### 3.9.5 Gwoździe, pierścienie i łączniki jednostronne

Ostatnio łączniki te nie są stosowane w połączeniach elementów CLT.

Dzięki wykorzystaniu gwoździ, w szczególności karbowanych i śrubowych, przeważnie w połączeniu z płytkami stalowymi, mogą być osiągnięte wyżej wymienione wymogi. Połączenia gwoździowane przy wąskiej powierzchni elementów nie są dozwolone w myśl przepisów znanych norm.

Pierścienie i płytki jednostronne mogą być używane dla łączenia elementów CLT, ale to trzeba pamiętać o tym, że, zależnie od pozycji łączników w połączeniu z warstwami, należy brać pod uwagę znaczny spadek nośności.

## 3.10 Detale połączeń

### 3.10.1 Aspekty ogólne

Wszystkie krawędzie kontaktowe muszą zostać uszczelnione odpowiednimi produktami (taśmami uszczelniającymi i poszyciem, profilami gumowymi itp.) aby otrzymać szczelny brzeg elementów. Co więcej, muszą zostać uwzględnione wymogi w związku z izolacją akustyczną. Projektowanie krawędzi musi być wykonane zgodnie z wymogami użytego produktu. Ponadto, trzeba zwracać uwagę na wymogi szczelności (ciśnienia) osiągnane przez połączenie. Nie jest dopuszczalne stosowanie łączników przy brzegach jako wzmocnienie samych brzegów.

We wszystkich obszarach kontaktowych mogą wystąpić odkształcenia uszczelnień i odkształcenia z powodu kurczenia się i pęcznienia elementów CLT. W szczególności może to osiągnąć wyższe wartości prostopadle do elementów CLT (skurcz i pęcznienie radialne). Powinno się unikać zablokowania skurczu i pęcznienia z powodu zmian wilgotności. Projektant powinien brać pod uwagę odkształcenie uszczelnienia w formie wykresu dla produktów szczeliwa oraz informacje o ich skurczu i pęcznieniu stosowanego produktu CLT.

Dzięki tolerancjom w geometrii elementów, lecz także z powodu dokładności przy wznoszeniu konstrukcji, są często nieznanne wiarygodne wartości odkształceń i współczynnika tarcia. Dlatego pozytywny efekt tarcia między elementami powinien nie być brany pod uwagę w procesie weryfikacji.

W zasadzie powinien być przewidziany odpowiedni system centrowania elementów podczas erekcji. Sprawia to, że proces montażu jest prostszy i daje możliwość grupowania elementów

Poniższe szkice ilustrują tak zwany "detale główne" dla najważniejszych brzegów elementów CLT stosowane w budynkach mieszkalnych (wykorzystanie elementów o wysokości podłogi). Inne ważne szczegóły można otrzymać np. z:

<http://www.bauphysik.tugraz.at/aktuelles/pdf/bph5.pdf>. Większość propozycji zakłada sklejanie wąskim boku desek w warstwie. Jeśli to będzie niemożliwe, to musi być to zrealizowane w inny sposób (np. wykorzystanie folii i membran). Ustawienie pojedynczych połączeń i łączników musi zostać wykonane stosownie do projektu konstrukcyjnego.

### 3.10.2 Połączenia na krawędziach podłoga-podłoga

Ze względów produkcyjnych i transportowych, produkowane są elementy z ograniczoną szerokością (zależnie od produktu, od 3.0 do 4.0 m). Dla podłóg o większych wymiarach należy łączyć pojedyncze elementy. Jedną z możliwości jest skręcane połączenie półzakładkowe. Połączenie to może przenosić obciążenia normalne i styczne, ale nie może przenieść momentów. Na ogół jest wykorzystywane do połączenia między podłużnymi brzegami elementów CLT. W szczególności, jeśli mamy nierówne obciążenie podłogi, pojawia się ryzyko rozwarstwienia przekroju poprzecznego z powodu naprężeń rozciągających albo ściskających prostopadłe do włókien.

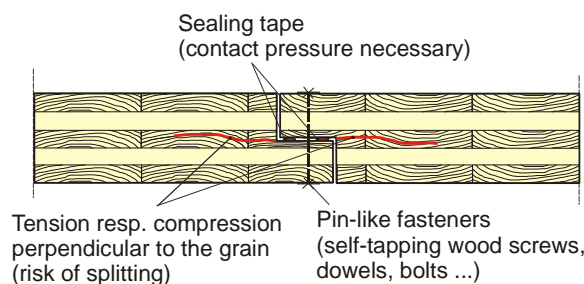


Fig. 37 Połączenie na krawędzi podłoga-podłoga (nie przenoszące momentów)



Fig. 38 Połączenie podłoga-podłoga

Poprzez zastosowanie układu warstw złożonego z produktów drewnianych (np. sklejki, KERTO-Q), połączenie również może być obciążone momentami. Warstwy te są połączone wkrętami albo gwoździami z klejem, tworząc elementy CLT.

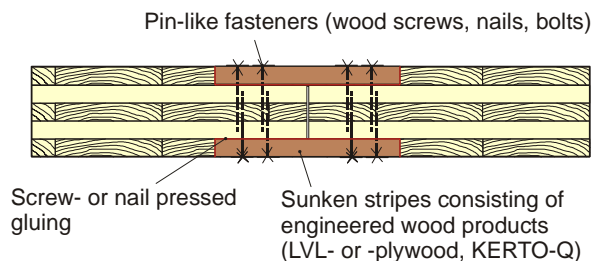


Fig. 39 Połączenia krawędzi podłoga-podłoga (przenosząca moment)

### 3.10.3 Połączenia na krawędziach ściana-podłoga

Połączenie ścian do podłogi nad nimi wykonać można za pomocą elementów stalowych, wkrętów i prętów wklejanych. Dzięki tym łącznikom, obciążenia poziome (np. wiatr) mogą być przeniesione na płaszczyznę podłogi.

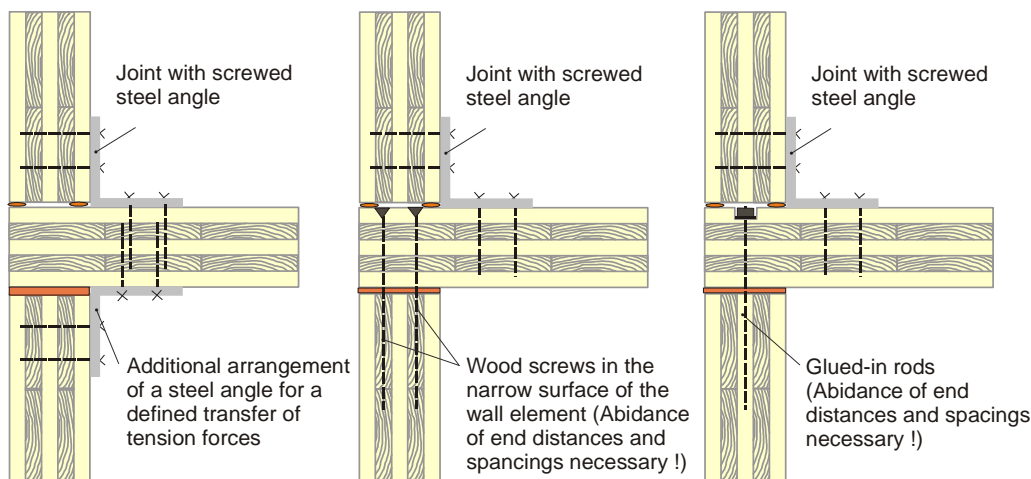


Fig. 40 Joints for wall-floor-edges

Połączenie elementów na krawędzi ściana-podłoga może być również wykonane za pomocą drewnianych profili. Jako materiał, mogą być wykorzystane profile LVL z gatunku dąb i robinia (grochodrzew). Miejscowe otwory w płaszczyźnie podłogi pozwalają również na wykorzystanie prętów wklejanych.

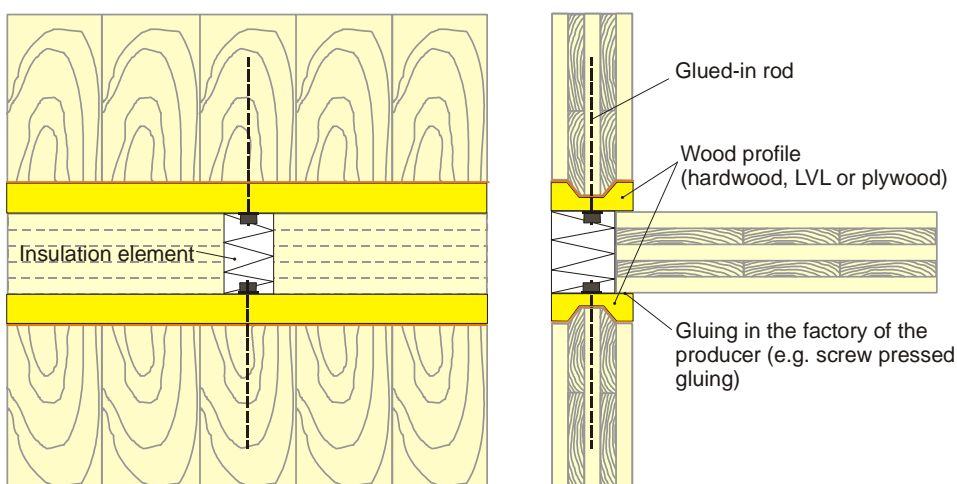


Fig. 41 Połączenie ściana-podłoga na pręty wklejane

Należy unikać bezpośredniego połączenia podłogi z elementami ściennymi pod nimi, za pomocą wkrętów, z powodu niebezpieczeństwa ustawiania łączników na włóknach końcowych. W celach nośnych, wymagane są połączenia na kręty o średnicach  $d_s < 10$  mm i potrzebne są co najmniej cztery płaszczyzny cięcia.

### 3.10.4 Połączenia krawędzi ściana-ściana w narożnikach

Połączenia te mogą być wykonane na różne sposoby za pomocą wkrętów.

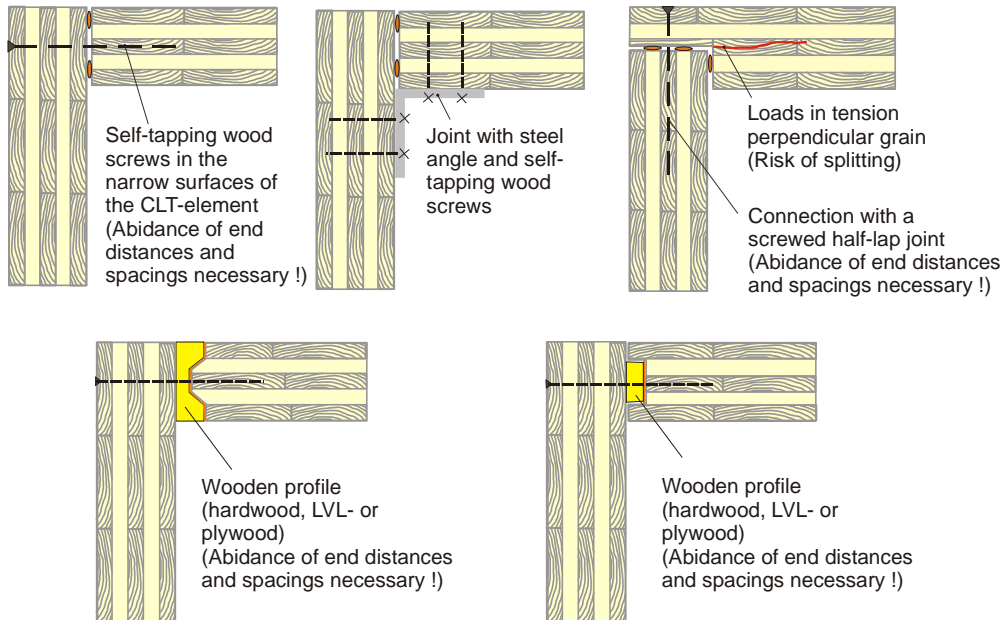


Fig. 42 Różne sposoby połączenia elementów ściennych w narożnikach

Inną możliwością projektowania połączenia krawędzi ściany jest zastosowanie specjalnych profili (połączenia hakowe albo na jaskółczy ogon) składających się z drewna, stali i "łączników systemowych". Przy odpowiednim przygotowaniu, połączenia te pozwalają na łatwy montaż na placu budowy dzięki mechanizmowi samo-ustawiania.

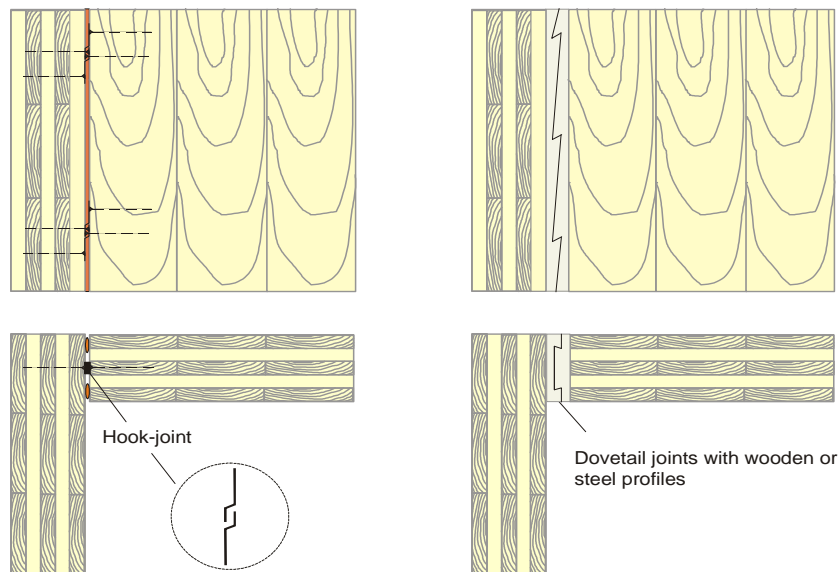


Fig. 43 Połączenia ścian w narożnikach, cd.

### 3.10.5 Połączenia ściana-fundament i ściana-podłoga betonowa

Dla połączenia elementu ściennego CLT z fundamentem i podłogami betonowymi, są dostępne inne opcje. Na ogół połączenia te są zrealizowane za pomocą płytek stalowych i/lub narożników stalowych, z wkrętami do drewna jako łącznikami elementów CLT. Z powodu ochrony drewna i skorygowania tolerancji, mogą być używane drewniane profile (twarde drewno) albo profile składające się z wyrobów LVL (lub ze sklejki, itp.).

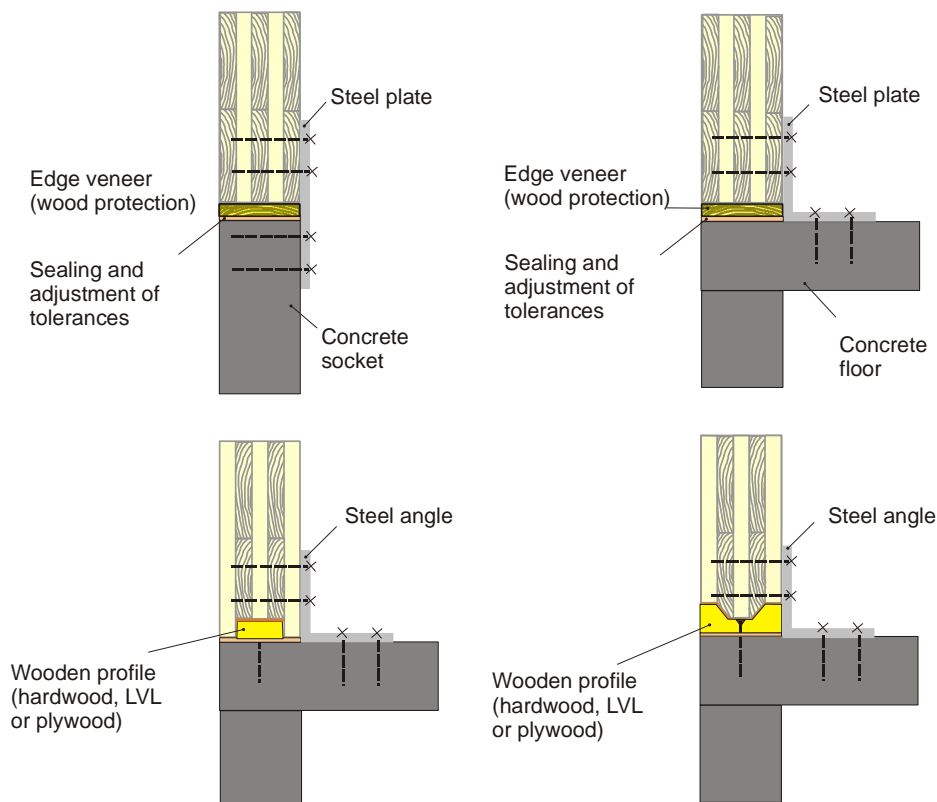


Fig. 44 Różne sposoby połączeń ściana-fundament i ściana-podłoga betonowa

### 3.10.6 Specjalne łączniki elementów CLT

Połączenia ściana-podłoga-ściana mogą być zrealizowane również za pomocą petó wklejanych, które są przyklejone na etapie produkcji. Podczas wznoszenia budynku, elementy CLT są ułożone równo przez specjalne stalowe pierścienie, które grupują elementy i są połączone za pomocą konwencjonalnych bolców stalowych. Ta metoda połączenia może być również używana dla dużych elementów i jest ona ciągle rozwijana.

W dodatku, mogą być również stosowane tzw. "łączniki systemowe". Łączniki te są bardzo podobne do tych, stosowanych w meblarstwie. Oczywiście, są one przystosowane do wyższych obciążeń i większych elementów. Oprócz ich zastosowania do przenoszenia obciążeń, łączniki te mogą być wielofunkcyjne, np. jako interfejsy systemów elektrycznych i innych zadań technicznych. W konsekwencji, może być osiągnięty bardzo wysoki poziom prefabrykacji.





## Literatura

- [1] Ranta-Maunus, A.;  
“Laminated veneer lumber and other structural sections“,  
Chapter A9 from “STEP 1 – Timber Engineering“; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995
- [2] Steck, G.;  
“Wood-based panels – Plywood“,  
Chapter A10 from “STEP 1 – Timber Engineering“; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995
- [3] Griffiths, R.;  
“Wood-based panels – Fibreboard, particleboard and OSB“,  
Chapter A11 from “STEP 1 – Timber Engineering“; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995
- [4] Schickhofer, G.; et.al.  
“Holzbau – Der Roh- und Werkstoff Holz, Part A“,  
Lecture notes, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz  
University of Technology, Graz/Austria, 2004 (in German)
- [5] Porteous, J.; Kermani, A.;  
“Structural design to Eurocode 5“,  
Blackwell Publishing Ltd., Oxford, UK, 2007
- [6] McKensie, W.M.C.; Zhang, B.;  
“Design of Structural Timber to Eurocode 5“,  
Second edition, Palgrave Macmillan, UK, 2007
- [7] Tsoumis, G.;  
“Science and Technology of Wood – Structure, Properties, Utilization“,  
Van Nostrand Reinhold, New York, USA, 1991
- [8] Kollmann, F.F.P.; Kuenzi, E.W.; Stamm, A.J.;  
“Principles of Wood Science and Technology, Volume II: Wood Based Materials“,  
Springer, Berlin-Heidelberg, Germany, 1975
- [9] pro:Holz Austria (Ed.);  
“Mehrgeschossiger Holzbau in Österreich, Holzskelett- und Holzmassivbauweise“,  
ISSN 1680-4252, pro:Holz Austria, Vienna, Austria, 2002 (in German)
- [10] Jöbstl, R.A.; et.al.  
“A Contribution to the Design and System Effects of Cross Laminated Timber (CLT)“,  
Paper 39-12-4, Proceedings of CIB-W18, Florence, Italy, 2006
- [11] Jöbstl, R.A.; Schickhofer, G.;  
“Comparative Examination of Creep of GLT- and CLT-slabs in bending“,  
Paper 40-12-3, Proceedings of CIB-W18, Bled, Slovenia, 2007
- [11] Schickhofer, G.; Moosbrugger, T.; (Ed.)  
“Brettsper Holz – Ein Blick auf Forschung und Praxis“,



Proceedings, Graz University of Technology, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz, Austria, 2006 (in German)

- [12] Guggenberger, W.; Moosbrugger, T.;  
“Mechanics of Cross-Laminated Timber Plates under Uniaxial Bending”,  
Paper, Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Portland,  
Oregon, USA, 2006
- [13] Moosbrugger, T.; Guggenberger, W.; Bogensperger, T.;  
“Cross-Laminated Timber Wall Segments under homogeneous Shear – with and  
without openings”,  
Paper, Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Portland,  
Oregon, USA, 2006

Rozdział 6 został opracowany przez: Manfred AUGUSTIN, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology / Austria.



## PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

### 1 Wstęp

Rozdział poniższy obejmie głównie zarys filozofii projektowania i oceny niezawodności konstrukcji drewnianych. Określimy tu podstawowe terminy, takie jak niezawodność konstrukcji, stany graniczne, oddziaływania obciążeń, modele obliczeniowe, wartości odniesienia i metody weryfikacji niezawodności konstrukcji.

### 2 Projektowanie konstrukcji

Projektowanie konstrukcji budowlanych jest procesem opartym zazwyczaj na racjonalnych przemyśleniach, wychodzących z wymogów, jakie projektowana konstrukcja musi spełniać. To jest proces wielopoziomowy. Jedną z najważniejszych części procesu jest ocena niezawodność zaprojektowanej konstrukcji.

Na ogół, niezawodność konstrukcji może być zrozumiana jako zdolność systemu nośnego do utrzymania wymaganych cech przez określony z góry okres czasu jego technicznego życia (= użyteczność). Niepowodzenie oznacza stan, gdy konstrukcja traci swoje wymagane funkcje. Niepowodzeniem jest też wtedy utrata wymaganych cech.

Metody projektowe i ocena niezawodności konstrukcji odpowiadają głównie poziomowi wiedzy i umiejętnościom technicznym (obliczeniowym) w czasie ich powstawania. Od dziewiętnastego wieku jakość i efektywność takich metod zwiększały się, ręka w rękę ze wzrostem ilości i stopnia zgłębienia wiedzy o materiałach konstrukcyjnych, ich zachowaniu w innych (często ograniczających) sytuacjach, o oddziaływaniu obciążeń i, na koniec, równocześnie z rozwinięciem coraz bardziej doskonałych metod obliczeniowych, które opisują stany naprężeń i odkształcenie konstrukcji. W ostatnich dziesięcioleciach tendencja ta została zwiększona przez szalenie intensywnie rozwijającą się technikę komputerową.

### 3 Stany graniczne

Procesy związane z oszacowaniem niezawodności konstrukcji mogą być podzielone na dwa równoległe obszary rozwiązania. W kontekście zarysu filozofii stanów granicznych, bada się dwie zasadnicze cechy: **oddziaływanie obciążeń** i **opór (odporność, wytrzymałość)** konstrukcji. Następnie, analizowana jest interakcja tych dwóch wielkości. Szczególnie, musi być sprawdzone, czy efekty oddziaływań nie przekroczą projektowanej wytrzymałości (nośności) w stanach granicznych oraz czy efekty projektowanych oddziaływań nie przewyższają kryteriów nośności stanu użyteczności.



- Przy badaniu oddziaływania obciążeń należy:
  - ustalić wszystkie **obciążenia** działające na konstrukcję i ich **kombinacje** w trakcie oczekiwanego czasu użytkowania,
  - wybrać odpowiedni **model obliczeniowy** do określenia odpowiedzi konstrukcji,
  - ustalić **odpowieź konstrukcji** na obciążenie i jego historię czasową.
  
- Przy określaniu nośności konstrukcji konieczne jest::
  - określenie charakterystyk materiałowych,
  - określenie charakterystyk geometrycznych elementów konstrukcji,
  - określenie wartości odniesienia odniesionych do prawdopodobieństwa uszkodzenia konstrukcji.

Podczas procesu oceny niezawodności trzeba zazwyczaj rozważyć cechy reologiczne materiału, efekty niedoskonałości geometrycznych i materiałowych jak również czynników degradacyjnych, itp.

Oszacowanie niezawodności konstrukcji może być podzielone na:

- ocenę **bezpieczeństwa** (SGN),
- ocenę **użytkowności** (SGU).

### 3.1 Oddziaływania na konstrukcję

Obciążenie konstrukcyjne jest jakością fizyczną, która wpływa na konstrukcję i wywołuje zmianę stanu naprężeń i odkształceń konstrukcji. Obciążenie może pojawiać się na konstrukcji jako siła (w postaci sił i momentów) albo odkształcenie (np. w postaci odkształceń wymuszonych spowodowanych przez zmiany temperatury, działalność górniczą, zalewanie itp).

Oddziaływania te mogą być sklasyfikowane zgodnie z różnymi kryteriami. Istotne kryterium będzie związane z rozpatrywaną sytuacją. Jedną oczywistą klasyfikacją jest wspólna dla wszystkich obciążeń: na oddziaływania bezpośrednie albo pośrednie. Inne kryteria to:

- ze względu na zmiany w czasie: stałe, zmienne lub wyjątkowe,
- ze względu na zmienność przestrzenną: stałe lub ruchome



- ze względu na ich naturę i odpowiedź konstrukcji: statyczne i dynamiczne.

Innymi rodzajami oddziaływań są tzw. wpływy środowiska. Również w tym są oddziaływania, które mogą być ograniczone, jak i nieograniczone.

### 3.1.1 Oddziaływania i ich zmienność w czasie

Najważniejsza klasyfikacja oddziaływań jest odniesiona do czasu, który nazywamy czasem odniesienia. Oddziaływania te są klasyfikowane jako:

- Oddziaływania stałe (G)

Oddziaływanie to ma duże szanse działać w danym okresie odniesienia i dla którego zmiany wartości w czasie są pomijalne, albo dla którego zmiany są zawsze w takim samym kierunku (monotoniczne) do czasu, gdy osiągnie pewną wartość graniczną; np. masa własna konstrukcji, montowanego wyposażenia, jak również niebezpośrednie oddziaływania spowodowane przez skurcz się i nierówne osiadanie.

- Oddziaływanie zmienne (Q)

Oddziaływanie, dla którego zmiany wartości w czasie nie są nieistotne ani monotoniczne, np. obciążenia przykładane do podłóg, belek i dachów, oddziaływania wiatru albo śniegu.

- Oddziaływanie wyjątkowe (A)

Oddziaływanie, zazwyczaj krótkotrwałe, które jest mało prawdopodobne ze znacznymi wartościami na danej konstrukcji podczas jej projektowanego czasu użytkowania ("życia"), ale jego konsekwencje mogą być katastrofalne, np.: trzęsienia ziemi, pożary, wybuchy, albo uderzenia pojazdów

Okres odniesienia jest czasem użytym jako podstawa do statystycznego oszacowania oddziaływań i zmiennych w czasie wytrzymałości. Oznacza to, że oddziaływanie ma "czas trwania", która może być podzielony na jakimiś okresy odniesienia, o takiej samej albo z innej (losowej) długości. Odkąd oddziaływania różnią się mniej więcej podobny sposób tzn. ich cechy mogły być zaadoptowane według niezależnych, identycznych funkcji dystrybucji w każdym z takich okresów odniesienia. Dlatego, maksimum każdego okresu koresponduje z realizacją takiej samej funkcji dystrybucji maksimum.

Odpowiedni okres odniesienia zależy od rodzaju oddziaływań: dla klimatycznych, np. śnieg, wiatr, itp., okres roku jest, na ogół, odpowiedni; tzn. można przyjąć, że każde roczne maksimum jest niezależne od maksimum z poprzednich lat i z przyszłych lat.

Dla innych zmiennych oddziaływań, jak przyłożone obciążenia, bardziej odpowiednim okresem jest zmiana sposobu użytkowania albo zmiana właściciela. W tym przypadku, oddziaływanie może być reprezentowane przez rozkład poissona, gdzie zarówno długość okresu odniesienia jak i wartości w każdy okres są losowe. Średnie tempo tych zmian jest powszechnie przyjmowane między 5 a 10 lat, zależnie od wykorzystania budynku.

Dla oddziaływań stałych, jako okres odniesienia jest brany powszechnie cały okres użytkowania konstrukcji, i tak jest zdefiniowany w EN 1990 masy własnej konstrukcji.





Jednakże, EN 1990, mówiąc o okresach dla oddziaływań stałych, rozróżnia między okres odniesienia i czasem użytkowania jeśli chodzi o masę własną konstrukcji.

Rozróżnienie to mogło pozwolić na to, że czasami i dla niektórych typów oddziaływań, takich jak masa urządzeń albo ścianek działowych, oddziaływania te uważa się za stałe na odniesieniu czasu krótszym niż żywotność konstrukcji, a zmianę wartości w innym okresie odniesienia, związanym np. ze zmianą wykorzystania i/lub właściciela. Założenie w tym przypadku jest takie, że są to zmiany bardzo małe w obrębie danego okresu czasu, ale mogą być ważne w innym okresie odniesienia. Z tym założeniem, otrzymane są funkcje dystrybucji podobne do tych opisanych dla oddziaływań zmiennych, pokazanych na Rys. 2.

Czasami, klasyfikacja jednego oddziaływania jako wyjątkowe albo zmienna zależy od miejsca albo jego rozmiaru. Na przykład: sejsmiczne oddziaływanie zawsze będzie przypadkowe w większości europejskich obszarów, ale w obszarach podatnych sejsmicznie, jak Japonia, Kalifornia albo niektóre obszary Europy, oddziaływanie to do pewnego stopnia mogą być uważane jako zmiennie, podczas gdy "wielkie" trzęsienie ziemi będzie uważane za jako wyjątkowe. To samo może być stosowane do innych rodzajów oddziaływań, jak wiatr albo śnieg (patrz EN 1991 i EN 1998).

### 3.1.2 Oddziaływania i ich pochodzenie

W definicji oddziaływań zawarte są dwie klasy: działania bezpośrednie: siły (obciążenia) przyłożone do konstrukcji, i oddziaływania pośrednie: przyłożone deformacje albo przyspieszenia spowodowane, na przykład, przez zmiany temperatury, zmiany wilgotności, nierówne osiadanie albo trzęsienia ziemi.

Oddziaływanie ma ustalone położenie i pozycję na konstrukcji albo element konstrukcyjny taki, że rozmiar i kierunek oddziaływania jest określony jednoznacznie dla całej konstrukcji albo elementu konstrukcyjnego. Jeśli oddziaływanie może mieć różne rozmieszczenie przestrzenne na konstrukcji, to jest nazywane wtedy działaniem wolnym.

### 3.1.3 Natura oddziaływań lub odpowiedź konstrukcji

Statyczne oddziaływania są tymi, które nie powodują znacznego przyspieszenia struktury albo elementów konstrukcyjnych, podczas gdy dynamiczne oddziaływania powodują znaczne przyspieszenia konstrukcji albo elementów konstrukcyjnych. W większości przypadków, dla oddziaływań dynamicznych wystarczy wziąć pod uwagę tylko to, że jest statyczna część tego działania, która następnie może być pomnożona przez współczynnik aby określić jego dynamiczną część.

Stan graniczny nośności jest ściśle skorelowany z nośnością albo, w każdym wypadku, do osiągnięcia warunków ekstremalnych, i dlatego odnosi się do wszystkich tych sytuacji, które mogą stanowić kompromis bezpieczeństwa ludzi, bezpieczeństwa konstrukcji i, w wyjątkowych wypadkach, potencjalnej zawartości.

Stan graniczny użytkowania jest z kolei związany z kryterium funkcjonalności konstrukcji, potrzeby trwałości i zwykłego użytkowania, komfortu użytkownika i wygląd konstrukcji. W zakresie weryfikacji SGU rozróżnia się trzy inne aspekty: odkształcenia, drgania i uszkodzenie.



W zakresie kwestii analizy obciążeń, również kombinacje obciążeń w trakcie eksploatacji konstrukcji (użytkowość, serviceability) należy rozważać w różnych sytuacjach, jak również kwestię obecnych ekstremalnych wartości pojedynczych obciążeń.

### 3.2 Modele obliczeniowe

**Modele obliczeniowe** służą kwestii ustalenia odpowiedzi konstrukcji na obciążenie (t.j. do określenia oddziaływania obciążeń). Wybrane modele powinni definiować właściwości i zachowanie konstrukcji możliwie dokładnie. Poza głównymi wielkościami, takimi jak cechy geometryczne, materiałowe i przekroju poprzecznego, wybierając pewien model trzeba również wziąć pod uwagę produkcję i niedoskonałości montażowe, wpływy środowiska i inne efekty.

**Modele fizyczne** służą do doświadczalnego określenia nośności albo używalności konstrukcji. Te eksperymenty służą obydwóm do weryfikacji wiarygodności modeli teoretycznych i mogą one, w pewnych przypadkach, zastępować modele teoretyczne.

Wyniki eksperymentów mogą być używane do projektowania nietypowych konstrukcji albo do projektowania konstrukcji w szerszej skali, wliczając w to tworzenie zasad w normach do projektowania konstrukcyjnego.

**Modele teoretyczne** są podstawowymi modelami w projektowaniu konstrukcyjnym. Są one podzielone na modele analityczne i numeryczne. Modele analityczne są powszechnie używane w inżynierii projektowej i w przepisach do projektowania. Modele numeryczne zazwyczaj służą do opisu właściwości bardziej skomplikowanych konstrukcji i ich zachowania w przeróżnych sytuacjach.

Podstawą **modeli analitycznych** jest sformułowanie problemu przez system równań i ich rozwiązanie w zamkniętej formie. Modele analityczne mogą pomagać rozwiązać całkiem szeroki zakres problemów: od jednowymiarowych (konstrukcje petowe), dwuwymiarowych (ściany, tarcze) do trójwymiarowych elementów konstrukcyjnych i szczegółów. Jednakże, trzeba zdawać sobie sprawę, że analityczne rozwiązanie wymaga, by całkiem sporej wiedzy teoretycznej z powodu jego matematycznej dokładności i że jest dogodne tylko dla prostszych przypadków obciążenia, kształtu i podparcia konstrukcji. Znajdowanie dokładnych analitycznych rozwiązań w generalnie bardziej skomplikowanych przypadkach jest zazwyczaj bardzo trudne, czasami wręcz niewykonalne. W takich wypadkach są wykorzystywane metody numeryczne, który są ciągle rozwijane i udoskonalane.

Zasadą **metod numerycznych** jest sformułowanie problemu przez system równań różniczkowych, które, jednakże, nie są rozwiązane w zamkniętej formie. Rozwiązanie jest szukane za pomocą różnych metod numerycznych (wariacyjne, różnicowe itp.). Współczesne metody numeryczne (najbardziej szeroko stosowana jest Metoda Elementów Skończonych, MES) są w przeważającej mierze metodami "energetycznymi", tzn. oparte na szukaniu ekstremalnej energii potencjalnej konstrukcji. Metody te opierają się na idealizacji ciągłej struktury przez elementy dyskretne z określonymi właściwościami geometrycznymi i fizycznymi.



Inną możliwą sposobem podziału modeli obliczeniowych jest podział na:

– Modele statyczne

Obciążenie przyłożone do konstrukcji wywołuje nieznaczne przyśpieszenie. Rozróżniamy modele statyczne z obciążeniem zmiennym w czasie albo stałym w czasie.

– Modele dynamiczne

Modele te są używane w przypadkach, gdy obciążenie wywołuje odpowiedź opisaną przez istotne przyśpieszenie. W większości przypadków, obciążenie zmienia w czasie swoją wartość, położenie albo kierunek.

– Modele złożone

Są one używane w przypadkach, gdy statyczna albo dynamiczna odpowiedź konstrukcji jest wywołana przez zjawiska zależne od czasu, takie jak ogień, pełzanie, kruche pęknięcia stali, narastanie uszkodzeń i pełzanie materiałów drewnianych.

Modele obliczeniowe również mogą być oceniane z punktu widzenia modeli materiałowych. Zasadniczo rozróżniamy:

– Modele sprężyste

Są one podzbiorem ogólniejszych modeli sprężysto-plastycznych i są one używane z modelami, w których obciążenie ma niski poziom, a reakcja konstrukcji nie wywołuje jakiegokolwiek odkształcenia plastycznego (nieodwracalnego).

– Modele sprężysto-plastyczne

Te bardziej ogólne modele akceptują plastyczne zachowanie się materiału. Jednakże, trzeba pamiętać o fakcie, że nośność i odkształcenia w strefie uplastycznienia musi wahać się w obrębie pewnych tolerowanych granic i poziomów odniesienia, które są tematem przepisów normatywnych.

Trzeba również rozróżnić czy modele obliczeniowe opierają się na zbadaniu konstrukcji niezdeformowanej, zgodnie z teorią małych odkształceń (**teoria pierwszego rzędu**) lub badaniu konstrukcji, gdy początkowe odkształcenia są wzięte pod uwagę i stany równowagi są określone na konstrukcjach odkształconych (**teoria drugiego rzędu**).

### 3.3 Charakterystyki materiałowe i geometryczne

Charakterystyki te są podstawą do określenia wytrzymałości konstrukcji. Trzeba uwzględnić i opisać zmienność właściwości materiałów konstrukcyjnych i charakterystyk geometrycznych. Zmienność ta jest spowodowana przez wpływ różnych niedoskonałości pochodzenia naturalnego, jak też na etap wytwarzania, wbudowywania materiału do konstrukcji i przez efekty zewnętrzne podczas "życia" konstrukcji. Różne metody projektowania konstrukcyjnego rozważają te zjawiska w różny sposób.



### 3.4 Wartości odniesienia

W procesie oceny niezawodności, trzeba ustalić **wartości odniesienia** takie jak wartości dla naprężeń, odkształceń albo przemieszczeń. Po przekroczeniu tych wartości, konstrukcja w istotnej części przestanie spełniać zaprojektowane wymogi i stanie się niefunkcjonalna albo wręcz niebezpieczna.

### 3.5 Wpływ technologii, warunków środowiska i procesu produkcji

Efekty reologiczne, takie jak pełzanie i kurczenie się, wpływy środowiskowe, takie jak korozja atmosferyczna, biokorozja, jakością produkcji, montażu i utrzymania, jeśli to możliwe, powinni być brane pod uwagę w modelach obliczeniowych. Ich wpływ i charakter są zwykle funkcją czasu.

### 3.6 Ocena niezawodności

Metody oszacowania niezawodności konstrukcji mogą być podzielone stosownie do wielu aspektów: historycznych, matematycznych itp. W ogólności, metody oceny niezawodności mogą być podzielone na deterministyczne (oparte na współczynniku bezpieczeństwa) i częściowo- albo w pełni probabilistyczne (oparty na filozofii stanów granicznych i metodach statystyki matematycznej i rachunku prawdopodobieństwa).

Historycznie, najstarsza metoda projektowania konstrukcji drewnianych i ich ocena niezawodności datowana jest na dziewiętnasty wiek. Nazywana jest Metodą Naprężeń Dopuszczalnych. Ta klasyczna metoda opiera się na deterministycznej koncepcji oceny niezawodności.

Podstawowa zasada, na której bazuje filozofia naprężeń dopuszczalnych może być zinterpretowana przez następujące wyrażenie

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{allow}}, \quad (7.1)$$

a jednocześnie

$$\sigma_{\text{allow}} = \frac{\sigma_{\text{crit}}}{k}. \quad (7.2)$$

Zgodnie z relacją (7.1), maksymalne rozciąganie spowodowane przez obciążenie ( $\sigma_{\max}$ ) musi być mniejsze lub równe naprężeniom dopuszczalnym ( $\sigma_{\text{allow}}$ ). Naprężenie  $\sigma_{\text{crit}}$  jest naprężeniem określonym na podstawie badań, a  $k$  jest współczynnikiem, który obejmuje wszystkie niepewności, zarówno po stronie obciążeń jak i wytrzymałości materiałów. Jego celem jest zapewnienie wystarczającej niezawodności całej konstrukcji. Metoda naprężeń dopuszczalnych ma jakieś kilka zasadniczych wad i ograniczeń.

Obciążenie, materiały i cechy przekrojowe są określone w na drodze deterministycznej. Odpowiedź konstrukcji jest badana przez teorię sprężystości.



Niepewności systemu i jego jakość nie są wyraźnie określone. Są rozważane niejawnie w konserwatywnych założeniach o rozkładzie naprężeń, na drodze określenia obciążeń i określenia naprężeń dopuszczalnych.

Metoda naprężeń dopuszczalnych była częścią standardów projektowania konstrukcji drewnianych w większość krajów w trakcie minionych 150 lat. W metodzie tej, następował stopniowy rozwój zarówno w sferze teorii konstrukcji jak i wytrzymałości materiałów.

W drugiej połowie dwudziesty wieku, stopniowo zaczęto przechodzić z pełni deterministycznych i zbyt uproszczonych metod do metody współczynników częściowych, w sferze oszacowania niezawodności struktur, wliczając w to konstrukcje drewniane. Kilka powodów doprowadziło do zmiany tego kierunku. Metoda współczynników częściowych umożliwia bardziej zgodną ocenę w przypadku zastosowania teorii drugiego rzędu, wykorzystanie rezerwy plastycznej i wyraźniejszy opis obciążeń. W metodzie tej, niepewności (dystrybucja zmiennej losowej wpływa na rezultat) są podzielone zarówno na oddziaływanie jak i na wytrzymałość konstrukcji.

Obecna norma Eurokod do projektowania konstrukcji drewnianych (EC 5; jego przygotowanie zaczęło się w latach 80ych XX wieku) opiera się na metodzie współczynników częściowych, to znaczy na uproszczonym zastosowaniu filozofii stanów granicznych, gdzie charakterystyczne wartości oddziaływań obciążeń, cechy materiałowe i wielkości geometryczne są skorygowane przez współczynniki częściowe.

Zgodnie z metodą współczynników częściowych strukturalna ocena niezawodności opiera się na filozofii tzw. stanów granicznych. Kiedy się ją przekroczy, konstrukcja nie sprostą zaprojektowanym wymogom. Są dwie grupy stanów granicznych:

– **Stany graniczne nośności (bezpieczeństwa i trwałości)**

Related to prevention of structural failure creation that could compromise people's safety and give rise to property damage.

– **Stany graniczne użytkowania**

Powiązany ze spełnieniem warunków eksploatacji określonych przez użytkownika obiektu albo ustalony w higienicznych uregulowaniach prawnych, itp.

Podstawowy warunek oszacowania niezawodności elementu nośnego w SGN może być ogólnie określony za pomocą następującego wyrażenia: (patrz Rys. 7.1)

$$S_d \leq R_d \quad (7.3)$$

gdzie

$S_d$  wartość obliczeniowa oddziaływania (wyrażona przez siły wewnętrzne, naprężenia itp.);

$R_d$  odpowiadająca mu wartość obliczeniowa nośności (w konstrukcjach drewnianych wielkość ta jest odniesiona do obl. wytrzymałości drewna).



Podstawowa zasada oszacowania niezawodności elementu nośnego w SGU jest zdefiniowana wyrażeniem:

$$S_d \leq C_d \quad (7.4)$$

gdzie:

$S_d$  obliczeniowa wartość oddziaływania (wyrażona przez deformację, przyspieszenie, itp.);

$C_d$  jest określoną wartością odpowiednich właściwości konstrukcji.

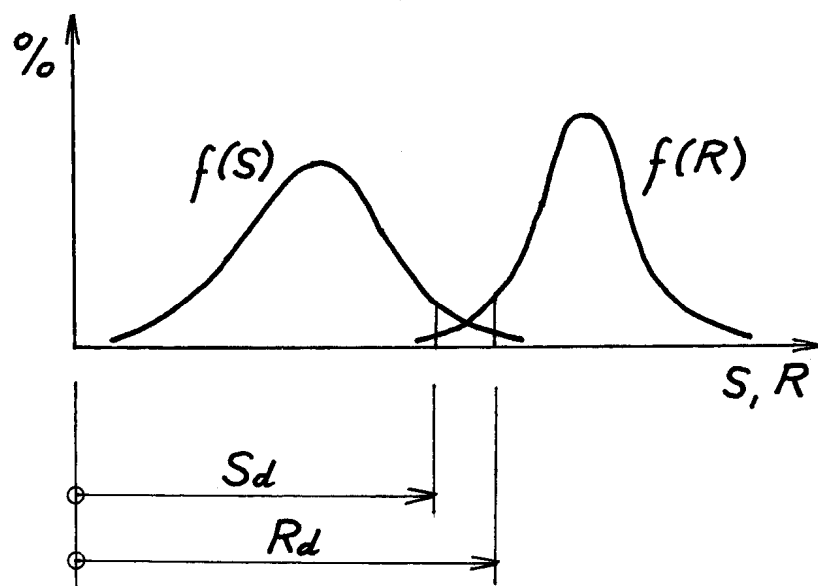


Fig. 1 Filozofia częściowego współczynnika projektowego

## 4 Zakończenie

Projektowanie konstrukcji drewnianych wykonuje się obecnie zgodnie z takimi samymi zasadami, jakie dotyczą innych nośnych materiałów budowlanych (stal, beton, kompozyt), w oparciu o filozofię stanów granicznych i metodę częściowych współczynników bezpieczeństwa (projektowych).



## 5 Literatura

- [1] Marek, M.P., Brozetti, J., Guštar, M., Tikalski, P., (ed.);  
“Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation – Background, Exercises and Software”,  
2<sup>nd</sup> Edition, ITAM CAS Praha, 2003, 472 pp.
- [2] “EN 1990 Eurocode 0 – Basis of Structural Design”,  
CEN 2002
- [3] “EN 1991 Eurocode 1 – Actions on Structures”,  
CEN 2002
- [4] Kuklík, P.;  
“Timber Structures 10”,  
ČVUT, Praha, 2002
- [5] “Handbook 1 – Basis of structural design”,  
Leonardo da Vinci Pilot project CZ/02/B/F/PP-134007, Garston, Watford, UK, 2004

Rozdział 7 został opracowany przez: Alois MATERNA i Antonín LOKAJ, Wydział Budownictwa, Politechnika w Ostrawie/ Czechy.



## STANY GRANICZNE UŻYTKOWALNOŚCI

### 1 Wstęp

Projektując konstrukcje drewniane korzystając ze współczesnych norm, poza znaczeniem spełnienia SGN, jest równie ważne spełnienie warunków granicznych użytkowalności. Robi się to w tym celu, by element konstrukcyjny mógł utrzymywać zadowalającą funkcję użytkową i odpowiedni aspekt podczas swojego cyklu eksploatacyjnego. W Eurokodzie 5 [1], spotykamy dwa główne warunki użytkowalności, które muszą być spełnione:

- Maksymalne ugięcia elementów drewnianych powinny być mniejsze niż określone najwyższe wartości uznane za dopuszczalne,
- Drgania elementów drewnianych powinny być w zakresie określonego pasma aby uniknąć jakiegokolwiek dyskomfortu, nie do przyjęcia przez użytkowników.

### 2 Ugięcia belek

Stany graniczne użytkowalności (ang.: SLS, pol.: SGU) dla ugięć żeby maksymalne początkowe ( $t = 0$ ) i końcowe ugięcia ( $t = \infty$ ) były obliczane w określonym zakresie zaprezentowane w Tabeli 2.

#### 2.1 Ugięcia natychmiastowe

Jak wiadomo z klasycznej teorii belek, natychmiastowe ugięcia sprężyste ( $w_{inst,0}$ ) są obliczane analitycznie jako suma wpływu sił zginających ( $w_{inst,M}$ ), ścinających ( $w_{inst,V}$ ) i osiowych ( $w_{inst,N}$ ) za pomocą wzoru (forma tzw. całki Mohra, przyp. tłum.):

$$w_{inst,0} = \int_S \frac{M_{yd}(x) \cdot M_{y1}(x)}{EI_y} \cdot dx + \int_S \frac{V_{zd}(x) \cdot V_{z1}(x)}{GA_s} \cdot dx + \int_S \frac{N_{xd}(x) \cdot N_{x1}(x)}{EA} \cdot dx \quad (8.1)$$



gdzie:

$M_{y,d}(x)$  funkcja momentu zginającego;

$V_{z,d}(x)$  funkcja sił tnących;

$N_{x,d}(x)$  funkcja sił normalnych;

$EI_y$  sztywność giętna;

$GA_s$  sztywność na ścinanie;

$EA$  sztywność osiowa.

Z powodu bardzo małej relacji G/E (ok. 1/16), drugi składnik równania (8.1) w przypadku konstrukcji drewnianych nie może zostać pominięty, jak to ma miejsce przy konstrukcjach stalowych czy żelbetowych.

Obliczeniowe wartości obciążeń  $S_d = \{M_{y,d}, V_{z,d}, N_{x,d}\}$  są obliczane zgodnie z kombinacją obciążeń SGU wg Eurokodu [2], od obciążeń stałych ( $G_{k,j}$ ) i zmiennych ( $Q_{k,i}$ ):

– Charakterystyczna kombinacja sił:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.2)$$

– Kombinacja częsta sił:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.3)$$

– Kwazi-stała kombinacja sił:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.4)$$



Siły wewnętrzne od oddziaływań zmiennych dla budynków są zredukowane przy pomocy współczynników  $\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$  i  $\psi_{2,i}$  pokazanych w Tabeli 1:

Oddziaływania	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
1. Obciążenia użytkowe (zmienne)			
Kategoria A: domy mieszkalne	0.7	0.5	0.3
Kategoria B: biura	0.7	0.5	0.3
Kategoria C: miejsca zebrań	0.7	0.7	0.6
Kategoria D: powierzchnie handlowe	0.7	0.7	0.6
Kategoria E: powierzchnie magazynowe	1.0	0.9	0.8
-(usunięto: <i>traffic loads</i> - przyp. tłum)-			
Kategoria F: vehicle areas; weight up to 30 kN	0.7	0.7	0.6
Kategoria G: vehicle areas; weight between 30 kN and 160 kN	0.7	0.5	0.3
Kategoria H: dachy	0	0	0
3. Obciążenia klimatyczne			
Śnieg (Finland, Island, Norway, Sweden)	0.7	0.5	0.2
Śnieg (członkowie CEN, H ≥ 1000 m.n.p.m.)	0.7	0.5	0.2
Śnieg (członkowie CEN, H < 1000 m.n.p.m.)	0.5	0.2	0
Wiatr	0.6	0.2	0
Temperatura (niepożarowa, przyp. tłum., wg PN EN)	0.6	0.5	0

Tab. 1 Wartości współczynników redukcyjnych  $\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$  i  $\psi_{2,i}$  dla budynków; Eurokod 0 [2]

Ze względu na to, że współczynniki te są w szeregu  $\psi_{0,i} \geq \psi_{1,i} \geq \psi_{2,i}$ , maksymalne wewnętrzne siły uwzględnia się przez kombinację charakterystyczną sił, która może być uproszczona do postaci:

$$S_d \approx \sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0.9 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \quad (8.5)$$





Główne rozróżnienie w obliczeniach ugięć konstrukcji drewnianych, gdy porównujemy je do ugięć stali albo żelbetu, jest polega na tym, że rozważyć musimy dodatkową deformację tych elementów. Łączniki mechaniczne w drewnie nie są tak sztywne jak te w betonie albo stali, lecz są elastyczne.

Wskutek tego jest w konstrukcjach drewnianych praktycznie niemożliwe jest zapewnienie całkowicie sztywnego połączenia zginanego belka-słup. Dlatego należy spodziewać się dodatkowego ugięcia ( $w_{inst,1}$ ). Całkowite natychmiastowe ugięcie ( $w_{inst}$ ) może być teraz sformułowane jako:

$$w_{inst} = w_{inst,0} + w_{inst,1} \quad (8.6)$$

Ugięcie  $w_{inst,0}$  reprezentuje więc ugięcie w przypadku, gdy podatność łączników nie jest rozważana, a drugi człon ( $w_{inst,1}$ ) reprezentuje ugięcie ze względu na podatność wszystkich węzłów. Wskutek tego, drugi człon rośnie wraz z liczbą połączeń elementowych w konstrukcji i dlatego należy to specjalnie brać pod uwagę w wiązarach drewnianych, gdzie wartość  $w_{inst,1}$  może osiągać do 50%  $w_{inst,0}$  (patrz np. Steck [3], Šilih i inni [4]). Na przykład, dla wiązarów drewnianych, w których elementy pośrednie są łączone elastycznie, sztywność jest mniejsza. W metodzie MES możemy rozważyć podatność węzłów w taki sposób, że pola przekroju poprzecznego  $A_m$  wszystkich elementów pośrednich są zastąpione przez przekrój poprzeczny fikcyjnie pomniejszony  $A_m^*$ :

$$A_m^* = \frac{A_m}{1 + \frac{E_{m,mean} \cdot A_m}{L_m} \cdot \left( \frac{1}{K_{ser} \cdot k_{m,1}} + \frac{1}{K_{ser} \cdot k_{m,2}} \right)} \quad (8.7)$$

gdzie  $k_{m,1}$  i  $k_{m,2}$  są liczbą łączników na obydwóch końcach rozpatrywanego  $m$ -tego elementu, zaś  $K_{ser}$  moduł podatności (doraźny) łącznika, wzięty dla różnych typów łączników z Eurokodu 5 [1].

Całkowite natychmiastowe ugięcie określone w r.(8.6) nie powinno przekraczać zakresu wartości ograniczających dla ugięcia belki, zależnie od poziomu odkształcenia uznanego za dopuszczalny. Wartość ograniczająca natychmiastowego ugięcia dla belki swobodnie popartej jest zalecana w Eurokodzie 5 [1] w przedziale od  $L/300$  do  $L/500$ , i jest to podwojone dla belek wspornikowych (patrz Tabela 2).

	$w_{inst}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
Belka na dwóch podporach	L/300 do L/500	L/250 do L/350	L/150 do L/300
Wsporniki	L/150 do L/250	L/125 do L/175	L/75 do L/150

Tab. 2 Przykłady granicznych ugięć belek

## 2.2 Ugięcia końcowe

Pod obciążeniem działającym na element konstrukcyjny przez długi okres czasu, moduł sprężystości ( $E$ ) spada, co schematycznie jest przedstawione na Rys. 1.

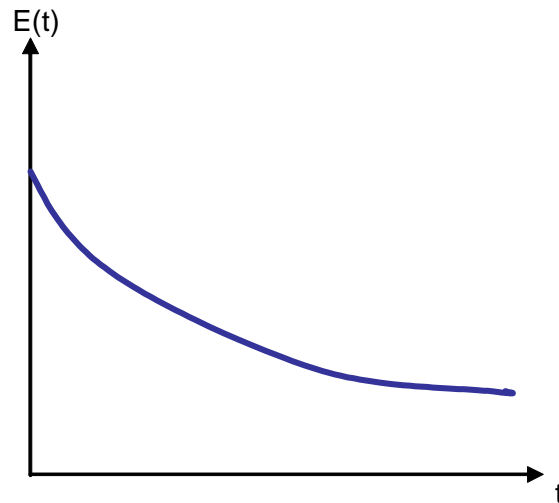


Fig. 1 Schemat funkcji pełzania

Z powodu tego spadku modułu Younga ( $E$ ), powstają dodatkowe deformacje ( $w_{creep}$ ), zwane pełzaniem, stąd końcowe ugięcie ( $w_{fin}$ ) w czasie  $t = \infty$  jest wtedy sumą ugięć natychmiastowych ( $w_{inst}$ ) i ugięć od pełzania, co schematycznie pokazano na Rys. 2.

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} \quad (8.8)$$

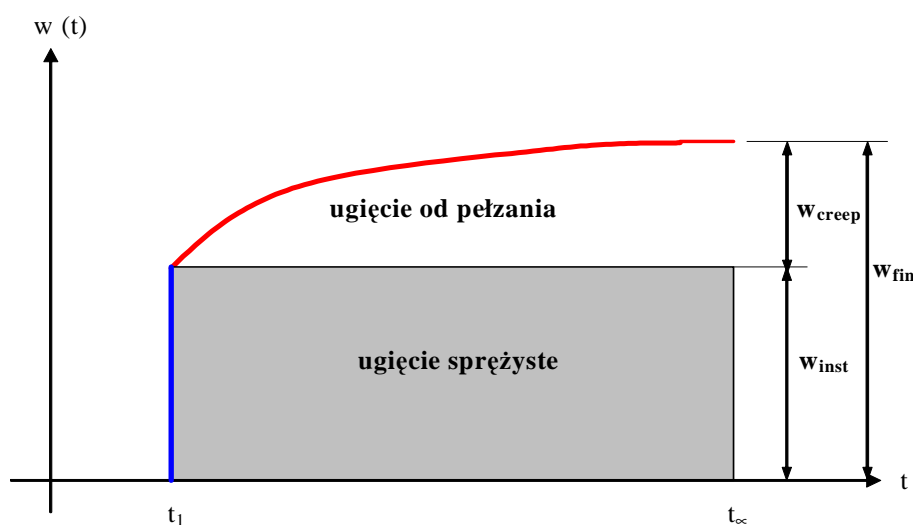


Fig. 2 Schemat ugięć końcowych

Nie jest łatwo zdefiniować analitycznie funkcję pełzania, jak to przedstawiono na Rys. 1 w Eurokodzie 5 [1] który określa wpływ kilku obciążeń za pomocą kryterium Boltzmana, gdzie wpływ pełzania od wszystkich obciążeń przybliża się taką samą funkcją, ale z różnymi przedziałami czasowymi. Schematyczne przedstawienie trzech różnych obciążeń jest pokazane na Rys. 3.

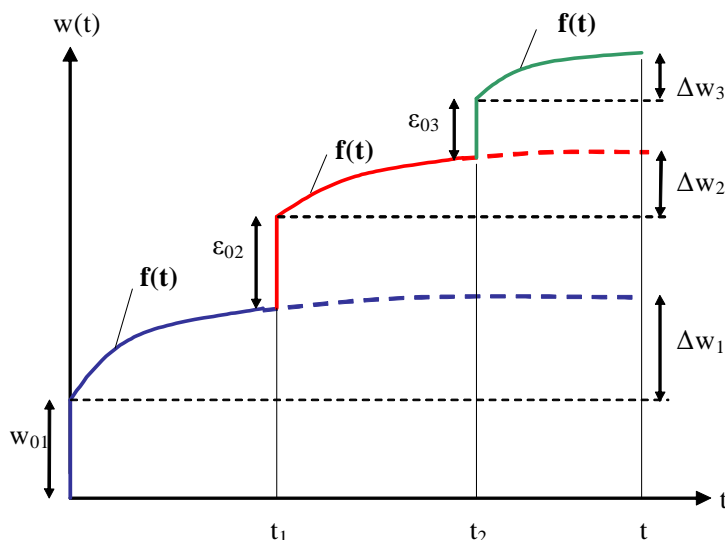


Fig. 3 Kryterium superpozycji Boltzmana

Wskutek tego, wpływ pełzania od kilku obciążeń może być zapisany za pomocą tego samego przybliżonego współczynnika ( $k_{def}$ ), którego wartość zależy od klasy użytkowności drewna (S1, S2, S3) i zawartości wilgoci. Czas trwania obciążeń przybliża się za pomocą współczynnika  $\Psi_2$  wg Tabeli 1. Stąd równanie (8.8) jest wyrażone w sposób:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{inst} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) \quad (8.9)$$

Z drugiej strony, mając wstępne ugięcie ujemne ( $w_0$ ), ugięcie netto od linii prostej między podporami ( $w_{net,fin}$ ), powinno być brane jako (patrz Rys. 4):

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_0 = w_{inst} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) - w_0 \quad (8.10)$$

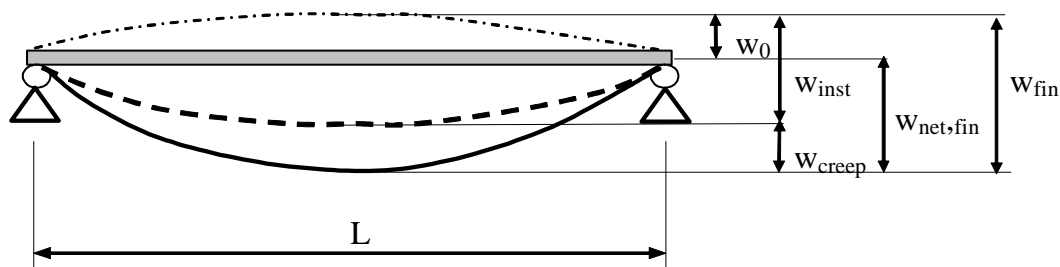




Fig. 4 Components of deflections

Dlatego też, powinny być spełnione następujące warunki stanu granicznego użyteczności:

$$\begin{aligned}
 1. \quad & w_{inst} \leq w_{inst,lim} \\
 2. \quad & w_{fin} \leq w_{fin,lim} \\
 3. \quad & w_{net,fin} \leq w_{net,fin,lim}
 \end{aligned}
 \tag{8.11}$$

Określone wartości graniczne z Eurokodu 5 [1] są pokazane w Tabeli 2.

### 3 Drgania

Eurokod 5 [1] określa, że drgania spowodowane przez maszyny obrotowe i inne wyposażenie operacyjne powinny być ograniczone dla niekorzystnych kombinacji spodziewanych obciążeń stałych i zmiennych. Dla podłóg mieszkalnych z częstotliwością główną (własną) większą niż 8 Hz ( $f_1 > 8$  Hz), należy spełnić następujące wymogi:

$$1. \quad \frac{w}{F} \leq a \quad [mm/kN] \tag{8.12a}$$

i

$$2. \quad v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad [m/(Ns^2)] \tag{8.12b}$$

gdzie:

$w$  maksymalne natychmiastowe pionowe ugięcie spowodowane przez pionową skoncentrowaną statyczną siłę  $F$  przyłożoną w jakimkolwiek punkcie na podłodze, biorąc pod uwagę rozkład obciążeń;

$v$  jest odpowiedzią prędkości na jednostkowy impuls, tzn. maksymalną początkową wartością pionowej prędkości drgania podłogi ( $w$  [m/s]) spowodowany przez idealny impuls jednostkowy (1 Ns) przyłożony w miejscu podłogi dającym maksymalną odpowiedź. Składowe ponad 40 Hz mogą być pominięte;

$\zeta$  modalny współczynnik tłumienia.

Zalecany zakres wartości ograniczających  $a$  i  $b$  i zalecane stosunki  $a$  do  $b$  są podane na Rys. 5. Dla prostokątnej podłogi o całkowitych wymiarach  $l \times b$ , swobodnie podpartej wzdłuż wszystkich czterech boków i z drewnianymi belkami o rozpiętości  $l$ , podstawowa częstotliwość  $f_1$  może być w przybliżeniu obliczona jako

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \quad (8.13)$$

gdzie:

$m$  masa jednostki powierzchni  $\text{kg/m}^2$ ;

$l$  rozpiętość podłogi, w m;

$(EI)_l$  ekwiwalentna sztywność giętna podłogi wzdłuż kierunku belki, w  $\text{Nm}^2/\text{m}$ .

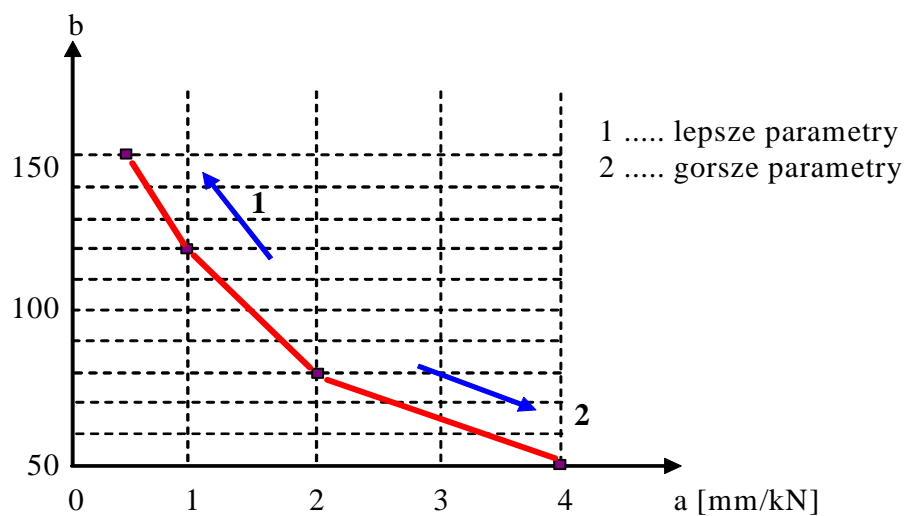


Fig. 5 Zalecany zakres relacji między  $a$  i  $b$

Dla prostokątnej podłogi o całkowitych wymiarach  $b \times l$ , swobodnie podpartej wzdłuż wszystkich krawędzi, wartość  $v$  może, jako przybliżenie, być przyjęta jako:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6 n_{40})}{mb\ell + 200} \quad (8.14)$$

gdzie:

$v$  jednostkowy impuls odpowiedzi prędkości, w  $\text{m}/(\text{Ns}^2)$ ;

$n_{40}$  liczba postaci drgań własnych o częstotliwości do 40 Hz;

$b$  szerokość podłogi, w m;

$m$  masa, w  $\text{kg}/\text{m}^2$ .





Wartość  $n_{40}$  może być obliczona z:

$$n_{40} = \left\{ \left( \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left( \frac{b}{\ell} \right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad (8.15)$$

gdzie:

$(EI)_b$  ekwiwalentna giętna sztywność płytowa, w  $\text{Nm}^2/\text{mb}$ , podłogi względem osi równoległej do belek, przy czym  $(EI)_b < (EI)_\ell$ .

## 4 Literatura

- [1] CEN/TC 250/SC5 N173,  
"EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings";  
Brussels, 2004
- [2] CEN/TC 250,  
"EN 1990:2002 E, Eurocode: Basis of structural design",  
Brussels 2002
- [3] Steck, G.;  
"Fachwerkbinder aus Brettschichtholz und Vollholz",  
from "STEP 2 – Holzbauwerke: Bauteile, Konstruktionen, Details nach Eurocode 5",  
Düsseldorf: Fachverlag Holz; 1995 (in German)
- [4] Šilih, S., Premrov, M., Kravanja, S.;  
"Optimum Design of Plane Timber Trusses Considering Joint Flexibility",  
Engineering Structures 27(1), pp.; 2005

Rozdział 8 został opracowany przez: Miroslav PREMROV, Faculty of Civil Engineering, University of Maribor / Slovenia.



## Rozdział 9

# STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI– ELEMENTY KONSTRUKCYJNE

## 1 Wstęp

Celem tego rozdziału jest wyjaśnienie oceny elementów drewnianych poddany działaniu naprężeń prostych (rozciąganie, ściskanie, ścinanie, zginanie, i skręcanie) i ich kombinacje.

## 2 Zasady ogólne

Większość konstrukcji drewnianych jest analizowana z użyciem metod sprężystych w stanach SGN i SGU. Drewniane elementy konstrukcyjne w SGN poddane są działaniu ekstremalnych warunków obciążenia, a ich modele uszkodzenia muszą reprezentować wszystkie cechy litego drewna, drewna klejonego warstwowo albo materiałów drewnopochodnych, e.g. wpływ temperatury, warunków wilgotnościowych i historii obciążenia, itd.

### 2.1 Kryteria SGN

Projektowanie i ocena niezawodności drewnianych elementów konstrukcyjnych w SGN zgodnie z współczesnymi normami Unii Europejskiej (Eurokod 5) oznacza, że każdy element ma spełniony główny warunek w wyrażeniu:

$$S_d \leq R_d \quad (9.1)$$

gdzie  $R_d$  przedstawia wartość obliczeniową odporności drewna konstrukcyjnego (nośność) a  $S_d$  przedstawia wartość obliczeniową z kombinacji obciążeń.

Wartość obliczeniowa ( $f_d$ ) wytrzymałości wyraża się zależnością:

$$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (9.2)$$

gdzie  $f_k$  przedstawia charakterystyczną wartość wytrzymałości (zgodnie z normami),  $k_{mod}$  współczynnik modyfikacji biorący pod uwagę efekt czasu obciążenia i zawartości wilgoci, a  $M$  jest częściowym współczynnikiem materiałowym.

Obciążenia mogą być wyrażone przez kombinacje obciążeń charakterystycznych:

- dla stałej i zmiennej sytuacji obliczeniowej:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9.3)$$

- dla wyjątkowej sytuacji obliczeniowej:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_K \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.4)$$

- dla sejsmicznej sytuacji obliczeniowej:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_K \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9.5)$$

gdzie  $G$  są obciążeniami stałymi,  $P$  jest siłą sprężającą,  $q$  są obciążeniami zmiennymi ( $Q_1$  jest głównym obciążeniem zmiennym,  $Q_i$  są innymi obciążeniami zmiennymi),  $A$  jest siłą przypadkową albo sejsmiczną, są współczynnikami częściowymi, a są współczynnikami kombinacji.

### 3 Projektowanie przekrojów poddanych działaniu naprężeń w jednym kierunku głównym

Przyjmuje się, że element drewniany składa się stałego przekroju poprzecznego, którego włókna biegną głównie równoległe do długości elementu oraz zostało wystawione na naprężenia w kierunku jednej z jego osi głównych (patrz Rys.1).

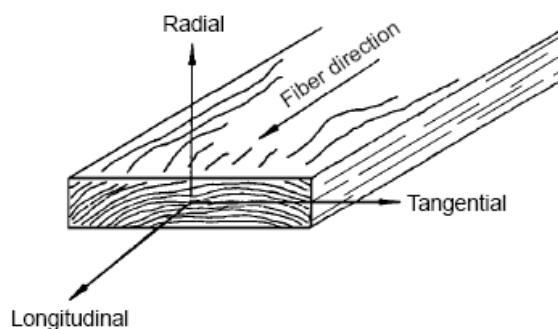


Fig. 1 Osie drewnianego elementu litego

Lite drewno wykazuje inne zachowanie na naprężenia w porównaniu do stali albo betonu (Rys. 2).

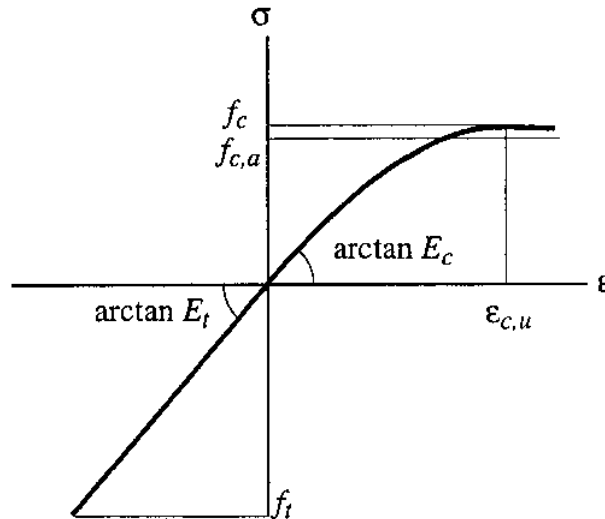


Fig. 2 Drewno lite: wykres naprężenie-odkształcenie (Glos, 1978)

### 3.1 Elementy narażone na rozciąganie

#### 3.1.1 Rozciąganie równoległe do włókien

Czyste drzewo wykazuje swoją najwyższą wytrzymałość dla naprężenia równoległe do włókien (ponad 100MPa). Jednakże, z powodu istnienia naturalnej niejednorodności i odchyłeń w drewnie konstrukcyjnym i materiałach drewnopochodnych (np. sęki, szczeliny, nierówne włókna itp.), tzw defektów, wytrzymałość na rozciąganie równoległe do włókien może spadać do niespełna 10MPa, dla drewna niskiej jakości.

Na naprężenia równoległe do włókien wpływają również wymiary elementu. W Eurokodzie 5 charakterystyczne wartości wytrzymałości litego drewna są związane z naprężeniem równoległe do ziarna elementu o szerokości 150mm i 600mm dla drewna klejonego. Ze względu na szerokości litego drewna niespełna 150mm i 600mm dla drewna klejonego, charakterystyczne wartości dla rozciągania mogą być zwiększone przez specjalny współczynnik  $k_h$ .

Podstawowy wzór na wytrzymałość na ocenę rozciągania równoległe do włókien ma postać:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (9.6)$$

gdzie

$\sigma_{t,0,d}$  obliczeniowe naprężenia rozciągające wzdłuż włókien;

$f_{t,0,d}$  obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien.



### 3.1.2 Rozciąganie prostopadle do włókien

Naprężenie prostopadłe do ziarna jest określone najniższą wytrzymałością drewna. W elementach drewnianych, należy unikać naprężeń rozciągających prostopadłych do włókien lub możliwie je ograniczyć. Musi być też brany pod uwagę efekt rozmiaru.

Podstawowy wzór na wytrzymałość na rozciąganie prostopadłe do włókien ma postać:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (9.7)$$

gdzie

$k_{vol} = 1$  dla drewna litego;

$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2}$  dla drewna klejonego i LVL ze wszystkimi fornirami równoległymi do osi belek;

$V_0$  objętość referencyjna, 0,01m<sup>3</sup>;

$V$  objętość stanie naprężenia, m<sup>3</sup>;

$\sigma_{t,90,d}$  obliczeniowe naprężenia rozciągające w poprzek włókien;

$f_{t,90,d}$  obliczeniowa nośność na rozciągające w poprzek włókien.

## 3.2 Ściskane elementy drewniane

W stanie granicznym, SGN, element ściskany osiągnie swoją nośność na ściskanie, ograniczoną przez zgniatanie materiału albo wyboczenie (patrz Rys 3). W odróżnieniu od kruchego, wybuchowej awarii elementów rozciąganych, uszkodzenie przy ścisaniu jest ciche i stopniowe. Wyboczenie jest całkiem ciche, ponieważ nie jest w ogóle powiązane z uszkodzeniem materiału, zaś zgniataniu towarzyszy już szeleszczący dźwięk. Jednakże, pomimo tego, jakiegokolwiek uszkodzenie konstrukcyjne może powodować stratę, albo co najmniej częściową stratę, systemu i powoduje ryzyko dla życia ludzkiego. Oba te zniszczenia mają poważne konsekwencje.



### 3.2.1 Ściskanie prostopadłe do włókien

Wytrzymałość na ściskanie równoległe do włókien będzie zredukowana przez defekty do  $f_{c,0} = 25$  do 40 MPa. Gdy krótki drewniany element bez problemów ze stabilnością jest ściskany równoległe do włókna, nastąpi miejscowe uszkodzenie włókien pod określonymi kątami ( $50^{\circ}$ - $65^{\circ}$ ), patrz Rys. 3.

Podstawowy wzór na oszacowanie wytrzymałości na ściskanie równoległe do włókien ma postać:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (9.8)$$

gdzie

$\sigma_{c,0,d}$  obliczeniowe naprężenia ściskające wzdłuż włókien;

$f_{c,0,d}$  obliczeniowa nośność na ściskanie wzdłuż włókien.

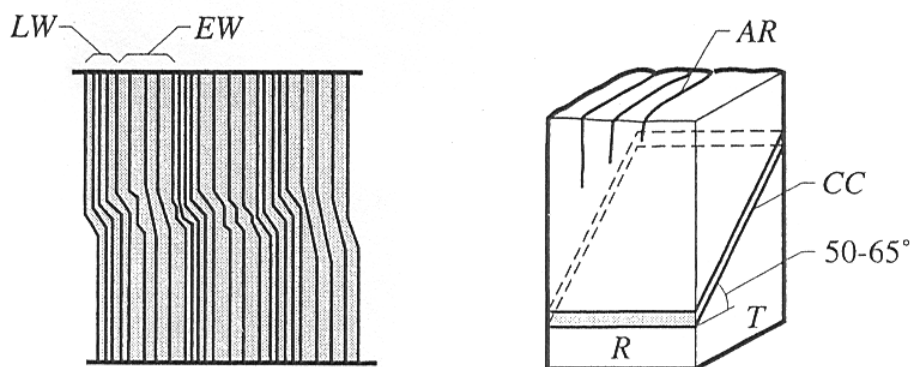


Fig. 3 Mechanizm zniszczenia przy ściskaniu wzdłuż włókien

### 3.2.2 Ściskanie prostopadłe do włókien

Nośność elementów drewnianych narażonych na ściskanie prostopadłe do włókien są funkcją wytrzymałości na zgniatanie włókna. Gdy jest przekroczona nośność, następuje lokalne zgniatanie i znaczne odkształcenia (patrz Rys. 4). Wpływ defektów wzrostu na wytrzymałość prostopadłe do włókien jest niewielki.

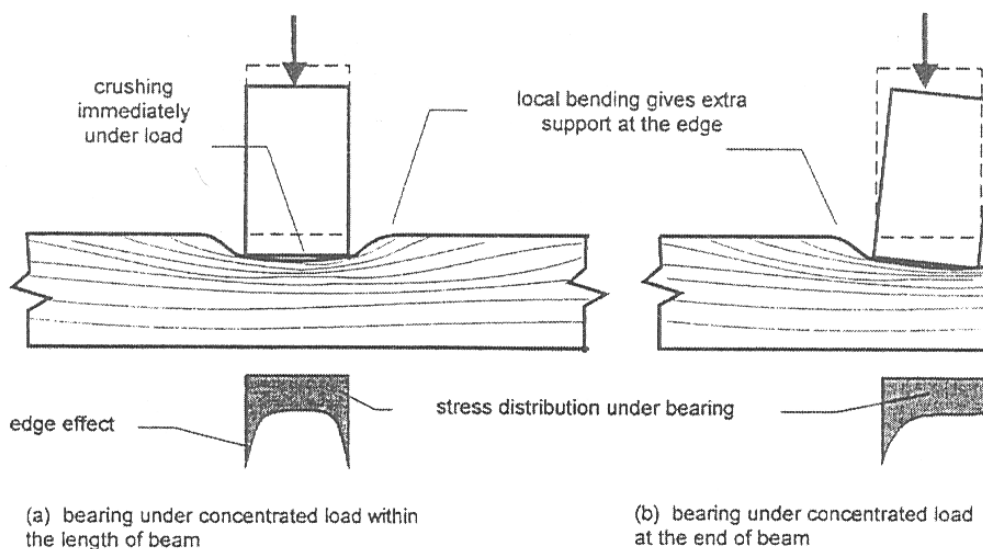


Fig. 4 Odkształcenia strefy przypodporowej

Podstawowy wzór na ocenę nośności na ściskanie w poprzek włókien ma postać:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (9.9)$$

gdzie:

$\sigma_{c,90,d}$  obliczeniowe naprężenia ściskające w poprzek włókien;

$f_{c,90,d}$  obliczeniowa nośność na ściskanie w poprzek włókien;

$k_{c,90}$  współczynnik uwzględniający konfigurację obciążeń, możliwość rozłupania i stopień odkształcenia.

### 3.3 Zginane elementy drewniane

Elementami w przeważającej mierze zginanymi są belki (belki lite w teście na zginanie, patrz Rys. 5). Belki, na ogół, są poziomymi elementami konstrukcyjnymi, podpartymi co najmniej w jednym punkcie (wsporniki) i przenoszą obciążenia głównie przez zginanie. Momenty zginające w belce powstają od obciążeń działających w jednej lub dwóch płaszczyznach.



Fig. 5 Próba zginania belki litej

Dla belek zginanych dwukierunkowo muszą być spełnione dwa warunki::

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.10)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.11)$$

Gdzie:

$\sigma_{m,y,d}$  i  $\sigma_{m,z,d}$  naprężenia obliczeniowe w dwóch kierunkach głównych;

$f_{m,y,d}$  i  $f_{m,z,d}$  odpowiadające im nośności obliczeniowe;

$k_m$  współczynnik, który uwzględnia redystrybucję naprężeń i efekt niejednorodności materiału w przekroju. Wartość  $k_m$  powinna być określona następująco:

Dla drewna litego, GLT, LVL:  $k_m = 0.7$  (dla przekrojów prostokątnych)

$k_m = 1.0$  (dla pozostałych przekrojów)

Dla pozostałych materiałów drewnopochodnych i wszystkich przekrojów:  $k_m = 1.0$ .



### 3.4 Ścinane elementy drewniane

Gdy belka drewniana jest poddana poprzecznemu obciążeniu, powstają naprężenia ścinające, zgodnie z teorią sprężystości. Naprężenia prostopadłe do osi belki są uzupełniane przez naprężenia równoległe do osi belki.

Podstawowy wzór na ocenę wytrzymałości na ścinanie ma postać:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} \quad (9.12)$$

gdzie:

$\tau_{v,d}$  obliczeniowe naprężenia ścinające;

$f_{v,d}$  obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie.

Dla przekrojów prostokątnych, maksymalna wartość obliczeniowych naprężeń ścinających ma postać:

$$\tau_{v,d} = \frac{3 V_d}{2 A} \quad (9.13)$$

Dla przekrojów kołowych zaś::

$$\tau_{v,d} = \frac{4 V_d}{3 A} \quad (9.14)$$

gdzie  $A$  jest polem przekroju, a  $V_d$  jest maksymalną siłą tnącą.



### 3.5 Skręcanie elementów drewnianych

Naprężenia skręcające występują w elementach, w których obciążenia są na mimośrodku względem głównych osi i następuje ich skręcanie względem osi podłużnej. Zgodnie z powszechnie zaakceptowaną teorią sprężystości, maksymalne naprężenia skręcające wyraża się jako:

$$\tau_{tor} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (9.15)$$

gdzie

$k_{shape} = 1.2$  dla przekroju kołowego

$$k_{shape} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.15 \frac{h}{b} \\ 2.0 \end{array} \right\} \quad \text{dla przekroju poprzecznego;}$$

$\tau_{tor,d}$  obliczeniowe naprężenie skręcające;

$f_{v,d}$  obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie;

$k_{shape}$  współczynnik kształtu przekroju prostokątnego;

$h$  większy wymiar przekroju;

$b$  mniejszy wymiar przekroju.

Dla przekrojów kołowych maksymalne naprężenia skręcające mają wartość:

$$\tau_{tor} \leq \frac{2M_T}{\pi r^3} \quad (9.16)$$

gdzie  $r$  jest promieniem przekroju.

Dla przekrojów prostokątnych, zależność ta ma postać:

$$\tau_{tor} \leq \frac{M_T}{\alpha h b^2} \quad (9.17)$$

gdzie:

$M_T$  maksymalny moment skręcający;

$h$  wysokość przekroju;

$b$  szerokość przekroju;

$\alpha$  współczynnik zależny od relacji  $h/b$  (według Timoszenki).



## 4 Projektowanie przekrojów w złożonym stanie naprężenia

### 4.1 Ściskanie pod dowolnym kątem do włókien

Ten typ stanu naprężenia występuje głównie w połączeniach ciesielskich (patrz Rys. 6).



Fig. 6 Połączenia ciesielskie

Naprężenia ściskające w pod dowolnym kątem do włókien powinny spełniać następujący warunek (wzór Hankinsona – patrz Rys. 7):

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (9.18)$$

gdzie:

$\sigma_{c,\alpha,d}$  naprężenie ściskające pod kątem  $\alpha$  do włókien;

$k_{c,90}$  współczynnik uwzględniający naprężenia dowolne.

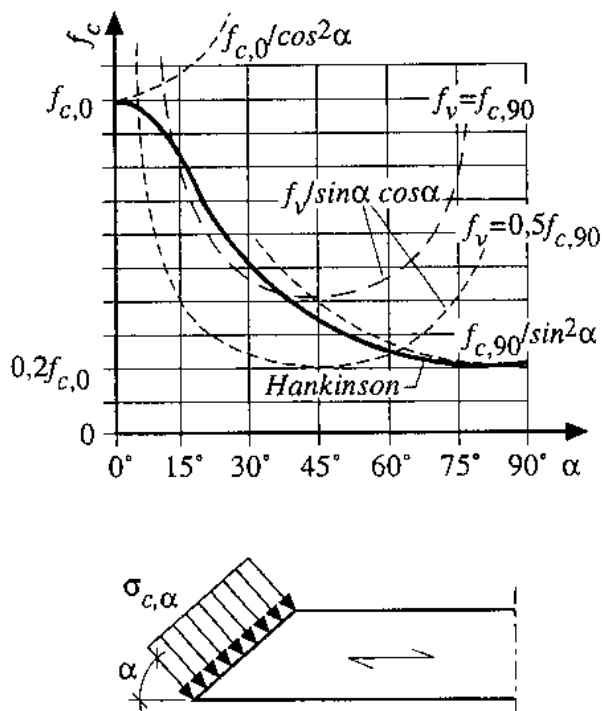


Fig. 7 Naprężenia ściskające pod dowolnym kątem do włókien

## 4.2 Stan złożony: zginanie z rozciąganiem

Powinny być spełnione następujące warunki:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.19)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.20)$$

## 4.3 Stan złożony: zginanie ze ściskaniem

Powinny być spełnione następujące warunki:

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.21)$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (9.22)$$

## 4.4 Stabilność elementów

### 4.4.1 Wyboczenie słupa podczas ściskania

Osiowo obciążone wysmukłe słupy mają skłonność do ugięcia ukośnego w kierunku maksymalnej smukłości (patrz Rys. 8). Typ niestabilności zwany jest wyboczeniem sprężystym. Dlatego, nośność wysmukłych słupów zależy też na ich wytrzymałości na ściskanie i zginanie oraz na module sprężystości. Nośność smukłych elementów zależy od wielu różnych czynników, które mogą być podzielone w dwie grupy.

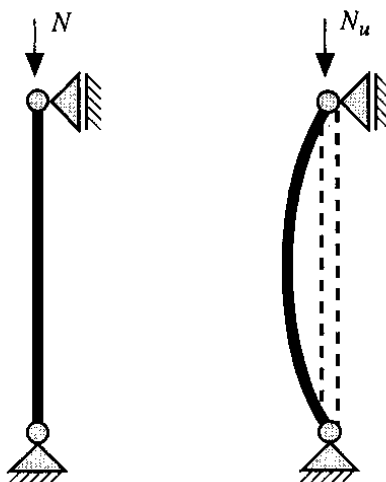


Fig. 8 Schemat wyboczenia wysmukłego słupa

Pierwsza grupa obejmuje nominalną geometrię elementu ściskanego, taką jak jego przekrój poprzeczny i długość, jego warunki podparcia i właściwości materiałowe, które są określone przez wybór klasy wytrzymałości, otaczający klimat i czas trwania obciążenia. Czynniki te są z góry określone, albo znane skądinąd projektantowi, i mogą wpłynąć na nośność elementu przez korygowanie tych czynników.

Druga grupa czynników wpływających na nośność wysmukłych słupów obejmuje geometryczne i materialne różnice i niedoskonałości. Żadna konstrukcja nie jest doskonała, więc te czynniki muszą być rozważone podczas projektowania słupa. Projektanci mają mało informacji o tych czynnikach, tak więc ich wpływ musi być brany pod uwagę przez domniemanie podczas projektu, z użyciem norm (np. EC5). Najważniejsze geometryczne usterki ściskanych słupów drewnianych to: początkowa krzywizna, odchylenie osi elementu i wymiarów przekroju poprzecznego od wartości nominalnych. Niedoskonałości materiałowe obejmują cechy wzrostu i inne czynniki, które wpływają na zachowanie się drewna na drodze naprężenie-odkształcenie (patrz Rys. 2). Ogólnie, krzywa ma charakter liniowo-sprężysty do czasu uszkodzenia drewna podczas rozciągania lub nieliniowych zjawisk przy odkształceniach plastycznych podczas ściskania. Kształt tej krzywej, dla drewna europejskiego miękkiego, zależy głównie od gęstości, wielkości sęków i zawartości wilgoci.

Są dwa główne sposoby projektowania wysmukłych słupów ściskanych. Pierwszy obejmuje analizę drugiego rzędu, wskutek czego równowaga momentów i sił jest obliczona z

uwzględnieniem deformacji elementu. Drugie podejście opiera się na zastosowaniu krzywych wybożenia aby wyjaśnić osłabienie rzeczywistego słupa w porównaniu do elementu, który jest nieskończenie sztywny na zginanie. Projektowanie stabilności jest realizowane jako projekt na ściskanie ze zmodyfikowaną siłą ściskającą.

Zgodnie z Eurokodem 5, krzywe wybożenia powszechnie opisują wpływ smukłości na charakterystyczną nośność z słupa dwuprzegubowego. Wskutek tego każda wartość na krzywej wybożenia reprezentuje charakterystyczną nośność słupów z odpowiednim współczynnikiem smukłości (patrz Rys. 9). Współczynnik smukłości jest zdefiniowany jako największy stosunek długości wybożeniowej do promienia obrotu (bezwładności).

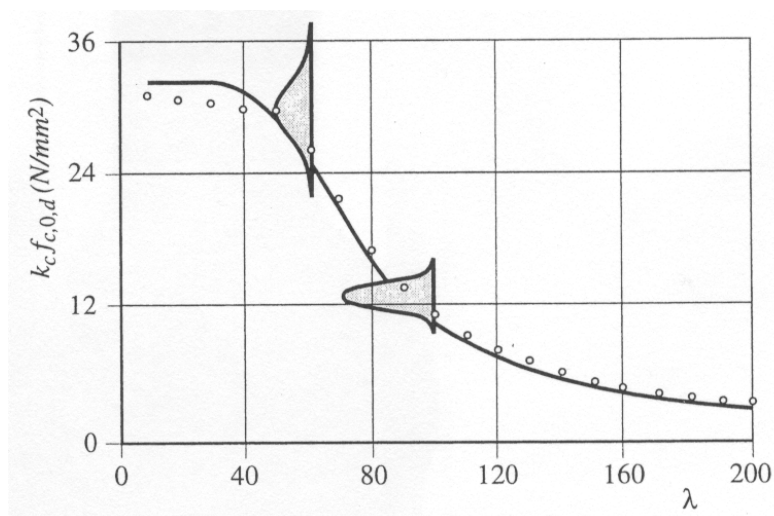


Fig. 9 Krzywa wybożenia wg EC5

Długość efektywna elementu ściskanego jest zdefiniowana jako długość hipotetycznego słupa dwuprzegubowego z takim samym sprężystym obciążeniem krytycznym jak omawiany element. Długość wybożeniowa można sobie wyobrazić jako odległość między dwoma kolejnymi punktami przegięcia rzeczywistego elementu ściskanego. Rys. 10 pokazuje cztery przypadki Eulera, gdzie długość wybożeniowa jest dana dla równych warunków poparcia idealnie prostego słupa.

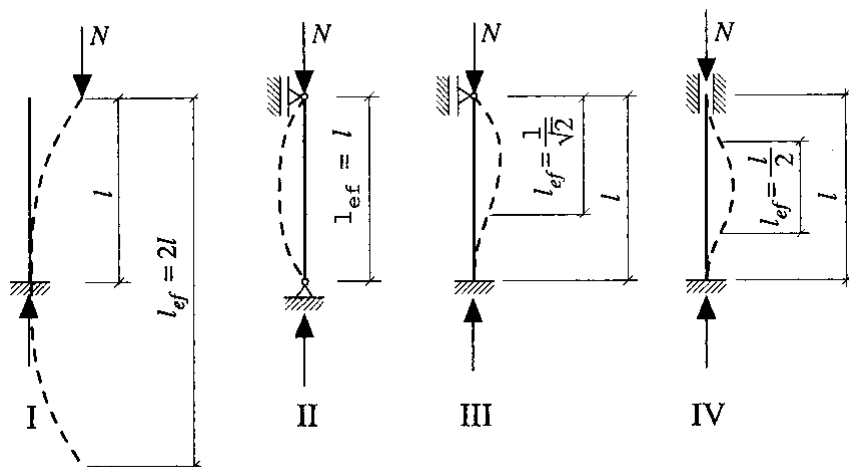


Fig. 10 Długości wybozeniowe idealnych słupów (przypadki Eulera, I do IV)

Podstawowy wzór na oszacowanie nośności ściskanego słupa smukłego ma postać:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (9.23)$$

gdzie:

$\sigma_{c,0,d}$  obliczeniowe naprężenia ściskające równoległe do włókien;

$f_{c,0,d}$  obliczeniowa nośność na ściskanie równoległe do włókien;

$k_c$  współczynnik, biorący pod uwagę wytrzymałość równoległe do włókien ze względu na wyboczenie.

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (9.24)$$

$$k = 0.5 \left[ 1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2 \right] \quad (9.25)$$

gdzie:

$\beta_c$  współczynnik uwzględniający prostoliniowość elementu ( $\beta_c = 0.2$  dla drewna litego,  $\beta_c = 0.1$  dla glulam i LVL).



Smukłość względna definiowana jest zależnością:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \quad (9.26)$$

gdzie:

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 \frac{E_{0,05}}{\lambda^2} \quad (9.27)$$

Ze smukłością:  $\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$ .

#### 4.4.2 Giętno-skrętne wyboczenie belek

Projektując belki, musimy po pierwsze ustalić odpowiednią nośność i sztywność na zginanie względem głównych osi przekroju, zazwyczaj w płaszczyźnie pionowej. Prowadzi to do określenia kształtu przekroju, w którym sztywność w płaszczyźnie pionowej jest często znacznie większa niż ta w płaszczyźnie poziomej. Rys. 11 ilustruje odpowiedź smukłej belki swobodnie podpartej, obciążonej momentami zginającymi w płaszczyźnie pionowej. Jednoczesne boczne ugięcie jak i skręcanie belki określa się jako wyboczenie giętno-skrętne, zwane zwichrzeniem. Ten typ niestabilności jest podobny do prostszego wyboczenia sprężystego słupa ściskanego, z tym że obciążenie w jego sztywniejszej płaszczyźnie (pionowej) spowodowało zniszczenie w kierunku mniejszej sztywności.

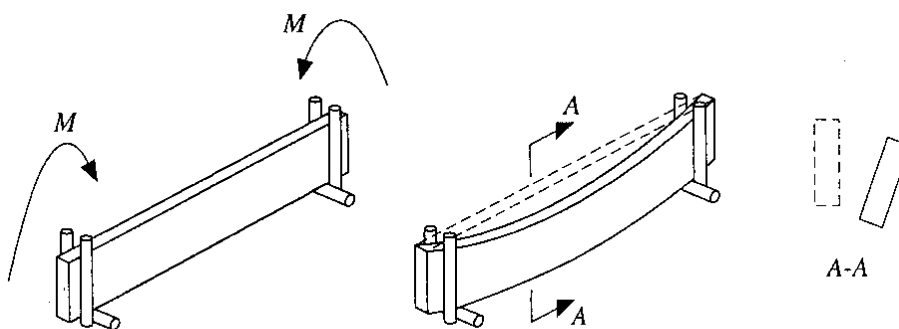


Fig. 11 Zwichrzenie belki swobodnie podpartej



Podstawowy wzór na sprawdzenie belki ze zwichrzeniem (niestabilnością) wg EC5 ma postać:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (9.28)$$

gdzie:

$\sigma_{m,d}$  obliczeniowe naprężenie od zginania;

$f_{m,d}$  obliczeniowa wytrzymałość na zginanie;

$k_{crit}$  współczynnik, uwzględniający zredukowaną wytrzymałość na zginanie z powodu wybożenia. Współczynnik  $k_{crit}$  jest funkcją smukłości względnej przy zginaniu  $\lambda_{rel,m}$ :

$$k_{crit} = 1 \quad \text{dla } \lambda_{rel,m} \leq 0.75$$

$$k_{crit} = 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} \quad \text{dla } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4$$

$$k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel}^2} \quad \text{dla } 1.4 < \lambda_{rel,m}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (9.29)$$

Krytyczne naprężenia zginające:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y} \quad (9.30)$$



## 5 Zakończenie

Lite drewno i materiały drewnopochodne o pochodzeniu naturalnym, które cechuje wiele różnych niejednorodności, niedoskonałości i defektów, które wpływają na własności materialne i mechaniczne w połączeniu z historią obciążenia i warunkami środowiskowymi. Wszystkie te czynniki wymagają specyficznego podejścia do projektowania i oceny nośności elementów drewnianych, w przeciwieństwie do innych materiałów budowlanych.

## 6 Literatura

- [1] Blass, H. J. et. al.;  
"STEP 1 – Timber Engineering",  
Centrum Hout, The Netherlands, 1995
- [2] Kuklíc, P.;  
"Timber Structures 10",  
CTU Prague, ISBN 80-01-02639-6, 2002
- [3] Forest Products Laboratory;  
"Wood handbook – Wood as an engineering material",  
Gen. Tech. Rep. FPL-GTR-113. Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 463 p., 1999

Rozdział 9 został opracowany przez: Alois MATERNA and Antonín LOKAJ, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Ostrava / Czech Republic.



## STANY GRANICZNE NOŚNOŚCI - POŁĄCZENIA

### 1 Wstęp

Zakres inżynierii drzewnej jest silnie zdeterminowany, w związku z naturalnymi ograniczeniami, np.: produkty belkowe z ograniczonymi wymiarami długości i przekroju, przez efektywną i rzetelną technikę połączeń. W wielu przypadkach praktycznych, wymiary obciążonych elementów nośnych są determinowane przez projekt połączeń, a nie przez projekt przekroju lub problemy stabilności elementów jako takich. W szczególności w czasie procesu projektowania, zachowanie połączeń z uwzględnieniem nośności, sztywności i plastyczności muszą być rozpatrzone.

Poza innymi pytaniami technicznymi, np.: o zachowania dynamiczne lub opór na działanie ognia, wytworzenie połączeń jest podyktowane kosztami produkcji i montażu.

Konsekwencją jest wybór najbardziej właściwej techniki mocowania, co jest ważnym aspektem do rozwiązania ekonomicznej i konkurencyjnej konstrukcji drewnianej. Jak najmniej połączeń powinno być wykonywanych wewnątrz budynku, podczas gdy rozmiar elementu musi być dopasowany do możliwości produkcyjnych, rozmiaru i sposobu transportu elementów na miejsce budowy. Pomimo faktu że w budynku mogą być używane różne systemy połączeń, powinien być użyty ten sam system, z jak najmniejszą ilością zmian parametrów np. średnica kołka, grubość płytek stalowych itp. Na ogół projekt połączeń powinien być pojmowany tak prosto i tak zwięźle, jak to możliwe.

I na koniec, we wczesnym stadium projektowania budynku, architekci, jak i inżynierowie, powinni mieć na uwadze to, że wybrany typ systemu mocowań wpływa również na jakość architektoniczną oraz estetykę budynku.

### 2 Typy łączników i połączeń

Rozwój systemów mocowań w inżynierii drzewnej w wielu przypadkach został wymuszony w kilku spontanicznych i przypadkowych kierunkach, dla specyficznych wymagań projektowych. Z biegiem czasu zostało wygenerowane wiele systemów łączników oraz sposobów projektowania połączeń. Ogólnie systemy te umożliwiają uwzględnienie:

- typ obciążenia (ściskanie, rozciąganie, zginanie,...),
- gatunku drewna / zawartość wilgoci
- geometryczne warunki brzegowe połączeń i wielkości elementów łączonych, oraz

– kolejność konstruowania (produkcja / montaż ).

Zgodnie z tymi parametrami różne systemy klasyfikacji łączników i połączeń są zdefiniowane w literaturze.

## 2.1 Połączenia stolarskie (tradycyjne)

Ogólnie, siły z elementów nośnych przenoszone są poprzez kontakt powierzchni połączeń (w naprężeniu) i tarcie. Mocowania (mechaniczne) są używane tylko do odpowiedniego spasowania połączenia albo do wprowadzenia dodatkowej siły. Te połączenia są często wytwarzane (wypracowane) dzięki doświadczeniu stolarzy i regułom konstrukcyjnym, a rzadko i sporadycznie/pojedynczo obliczane są przez inżynierów. Ponadto, wiele typów połączeń stolarskich jest znanych, ale tylko kilka z nich jest używanych obecnie. (forma podstawowa – patrz Rys 1). Od około dwóch dekad, tradycyjne połączenia są skutecznie wykonywane przy użyciu maszyn CNC. Z tego powodu ponownie zainteresowano się tego typu połączeniami.

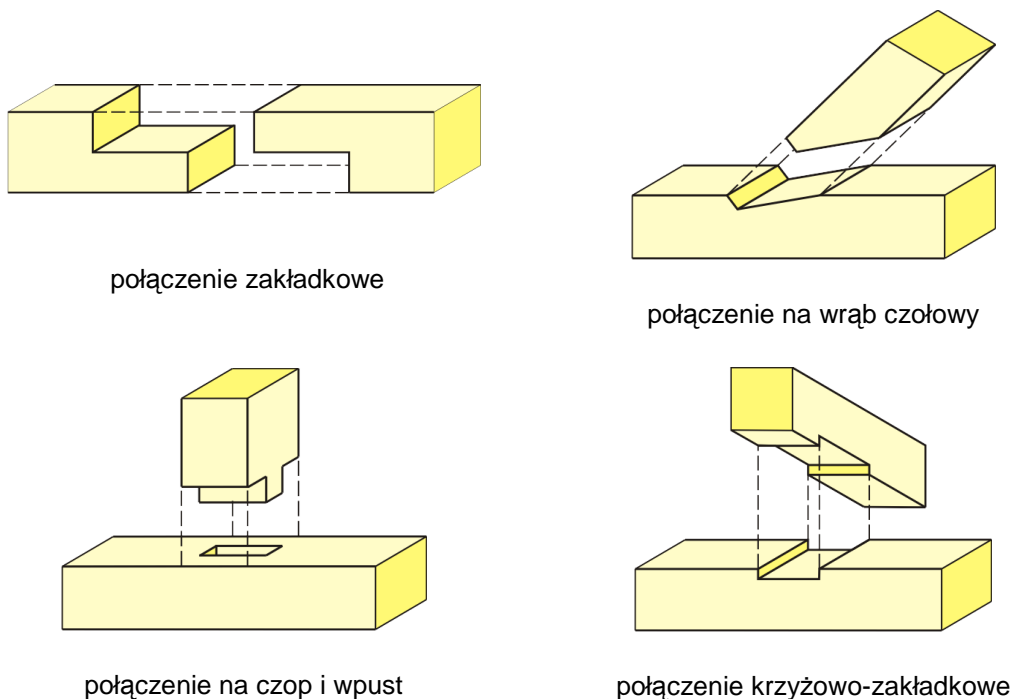


Fig. 1 Podstawowe formy połączeń stolarskich

## 2.2 Połączenia zaprojektowane (przez inżyniera)

Przeciwieństwem do tego typu połączeń drewnianych są te, zaprojektowane (obliczone i zoptymalizowane) przez inżynierów. Jako kolejną cechę, przekaz obciążeń jest dokonany poprzez połączenia mechaniczne lub kleje. Zależnie od tego, jak siły są przekazane między elementami, zaprojektowane (albo wykonstruowane) połączenia mogą być podzielone na cztery grupy:



### 2.2.1 System łączników szpilekowych

Systemy łączników szpilekowych należą do najważniejszej grupy w inżynierii drewna. Zależnie od mechanizmów nośnych, grupa ta może być podzielona na dwie podgrupy:

- Zapięcia szpilekowe przeważnie obciążone poprzecznie do ich osi

Transfer obciążenia wymusza zgięcie łącznika szpilekowego, tak samo jak postawa („naprężenie osadzenia”) i naprężenia ścinające elementów drewnianych wzdłuż trzonu łącznika. Częścią tej grupy są: skoble, gwoździe, wkręty / śruby, sworznie, a także pręty wklejone, obciążone poprzecznie do ich osi. (patrz Rys. 2).



Zszywki (z maszyną pneumatyczną)



Nails / Gwoździe



Śruby (wkręty)



Sworznie (śruby)



Kołki



Pręty wklejone (obciążone poprzecznie do ich osi)

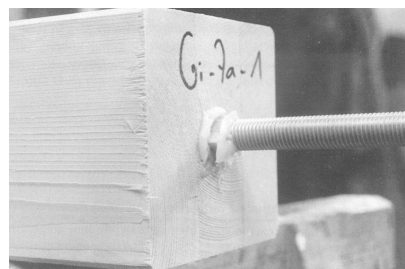
Fig. 2 Łączniki szpilekowe obciążone głównie poprzecznie do ich osi

- Łączniki szpilkowe przeważnie obciążone podłużnie do ich osi

Ta grupa łączników przekazuje siły poprzez siły wyciągania. Typowymi łącznikami dla tej podgrupy są: pręty wklejane, obciążone w ich osiach, z pochylonymi śrubami samogwintującymi (drewno), dla podwyższenia jakości połączenia, ale także specjalne gwoździe (spiralnie nagwintowane, z pierścieniami, gwoździe trzonkowe)



Śruby samogwintujące (drewno)



Wklejone pręt (obciążony osiowo)

Fig. 3 Łączniki o dominującym obciążeniu osiowym

- Złożone łączniki szpilkowe

Niektóre zapięcia mogą być obciążone dwukierunkowo – poprzecznie i podłużnie do swych osi. Do celów projektowych siły są rozdzielane na dwa kierunki, a nośność jest określana poprzez zasadę superpozycji składowych.

### 2.2.2 Łączniki przenoszące obciążenia powierzchniowo

Przenoszenie obciążenia pierwotnie jest dokonywane poprzez duże powierzchnie nośne na powierzchni elementów połączonych. Do tej grupy zalicza się: pierścienie rozdzielne, płytki ścięte i płytki metalowe perforowane (patrz Rys. 4).



Pierścień dwustronny wciskany



Wkładka jednostronna wpuszczana



Płytki zębate jedno- i dwustronne



Płytki metalowe perforowane

Fig. 4 Łączniki przenoszące obciążenie powierzchniowo

### 2.2.3 Połączenia klejone

Elementy są tu łączone za pomocą klejów. Przy produkcji wymagana jest specjalna kontrola jakości. Ten typ łączenia jest używany do połączeń na wczepy klinowe przy produkcji sklejk (laminatów), a także do połączeń naroży ramy, z większymi klinami. Innym zastosowaniem jest klejenie dużych powierzchni do przenoszenia obciążeń w połączeniach drewno-drewno oraz szerokości płyt (lameli) klejonych.

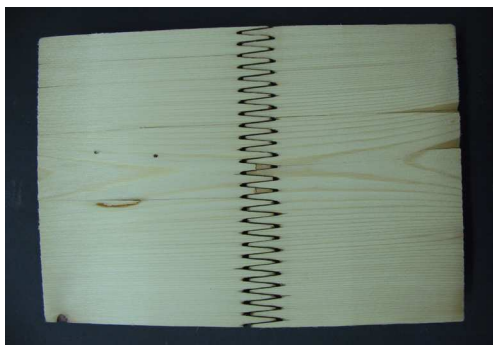


Fig. 5 Połączenia płyt sklejących (lameli) na wczepy klinowe i klejony narożnik ramy

Nową możliwością jest „spawanie” drewna (do tej pory w warunkach laboratoryjnych) używając „naturalnych” spoiw ligninowych. Dlatego, że ten typ jest podobny do połączeń klejowych, powinien być również tutaj wspomniany.

### 2.2.4 Części uformowane (stalowe) i „łączniki systemowe”

Do wykonania szybkiego montażu są dostępne uformowane części (stalowe), do różnych celów i konfiguracji. Ostatnio są dostępne także, dla różnych połączeń do obciążeń nośnych, ustandaryzowane „systemy łączników”, podobne do tych używanych w meblarstwie (patrz Rys.5)



Części kształtowe



„Łączniki systemowe”

Fig. 6 Części kształtowane (metalowe) i „łączniki systemowe”

### 3 Projektowanie połączeń

Bieżący punkt pokaże zarys, oraz opisz w detalach, główne aspekty projektowania połączeń, które podzielone będą odpowiednio na techniczne oraz ekonomiczne zadania dla łączników i połączeń.

#### 3.1 Aspekty techniczne

##### 3.1.1 Krzywa obciążenie-deformacja dla łączników i połączeń

Na Rys. 7 podano typowe przesunięcie krzywej obciążenia (także deformacja krzywej obciążenia), tłumaczące mechaniczne zachowanie połączenia. Pokazany związek jest ogólny, jednak ważny też dla mechanicznego zachowania łączników.

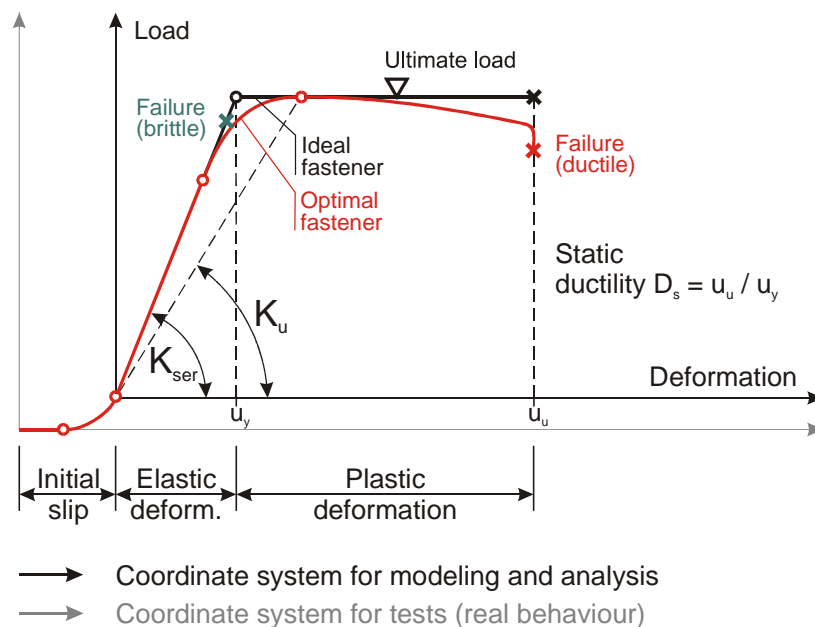


Fig. 7 Typowa krzywa obciążenie-odkształcenie z definicją istotnych parametrów dotyczących odpowiednio zachowania mechanicznego połączenia i łącznika

Dla niektórych zapięć mogą następować „wstępne przesunięcia”; jest to deformacja niezależna od przyłożonych obciążeń. Jeżeli łącznik jest obciążony, to wchodzi w kontakt z wywierconym otworem dopóty, dopóki nie jest ciągle do niej dociśnięty. Kiedy obciążenia są dodatkowo zwiększane, można zauważyć bardziej lub mniej liniową relację pomiędzy obciążeniem a przemieszczeniem łącznika. Jeśli zachowanie połączenia jest „kruche” np.: ma małą zdolność deformacji, nim osiągnie ostateczne obciążenie; zgodnie z zdefiniowanym poziomem obciążenia, zdarzają się awarie. Wbrew temu, „plastyczne” (plastyczność = możliwość deformacji plastycznych) połączenia są scharakteryzowane przez znaczące deformacje przed osiągnięciem granicznego obciążenia. Z różnych powodów, rodzaje uszkodzenia plastyczne powinny pojawić się w dobrze zaprojektowanych połączeniach.



Charakterystycznymi wielkościami opisującymi zachowanie mechaniczne łącznika, oprócz obciążenia granicznego, jest plastyczność statyczna  $D_S$  (definiowana jako stosunek przemieszczenia odpowiadającego naprężeniu granicznemu  $u_U$  i przemieszczenia w stanie granicznym w zakresie liniowej sprężystości  $u_y$ ). Do opisu sztywności, ważnymi parametrami są: nachylenie krzywej obciążenia w zakresie sprężystości liniowej (moduł odkształcenia  $K_{ser}$ ) do obliczeń SGN oraz moduł sieciowy do obliczeń granicznych obciążeń łącznika  $K_U$ .

W zależności od typu łącznika, można zauważyć różne zachowanie mechaniczne. Rys. 8 pokazuje krzywą obciążenie-przemieszczenie dla niektórych łączników przy rozciąganiu równoległym do włókien.

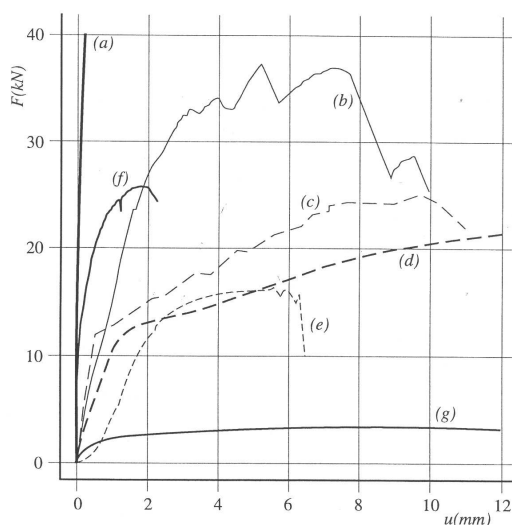


Fig. 8 Eksperymentalna krzywa przesunięcia obciążenia dla połączeń rozciąganych równoległe do włókien (a) połączenia klejone, (b) pierścienie (100 mm), (c) dwustronne płytki zębate (62mm), (d) kołki (14mm), (e) śruba/sworzeń (14mm), (f) płyty perforowane ( $104\text{mm}^2$ ), (g) gwoździe (4,4mm); wg [1]

### 3.1.2 Modele zachowań mechanicznych połączeń

Wraz ze wspomnianymi aspektami, mechaniczne zachowania w projektowaniu połączeń mogą być rozpatrywane w analizach konstrukcyjnych za pomocą następujących modeli dla różnych sytuacji projektowych.

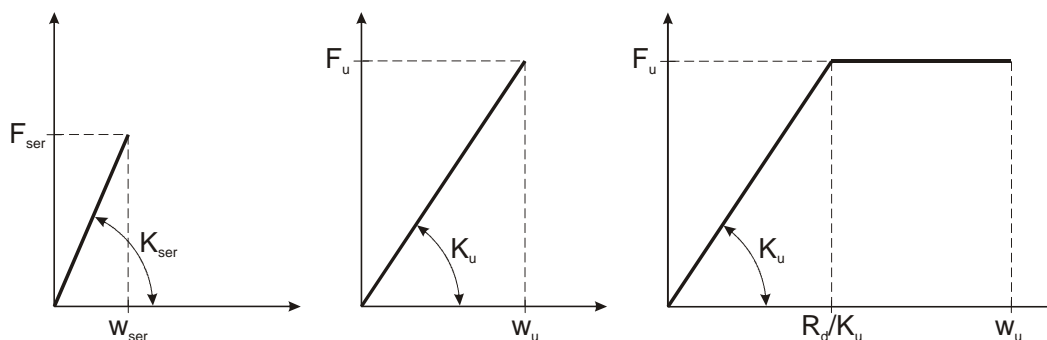




Fig. 9 Modele opisujące zachować łączników i połączeń; od lewej: SGU: model sprężysty; środkowy: SGN – zachowanie kruche: model sprężysty; prawy: SGN – zachowanie plastyczne: model idealnie sprężysty – idealnie plastyczny

### 3.1.3 Najważniejsze czynniki w projektowaniu połączeń: nośność, sztywność i plastyczność

Z technicznego punktu widzenia, następujące trzy ważne wymogi powinny być spełnione przez połączenie, i dlatego brane są pod uwagę podczas procesu projektowego:

– Wysoka nośność i skuteczność

Nośność i skuteczność połączeń jest ograniczona przez, odpowiednio, wytrzymałość łączonych elementów drewnianych i funkcję „przepływów sił” w strefie styku.

Współczynnik efektywności,  $\eta$ , jest otrzymany z relacji nośności elementów drewnianych i nośności połączenia. W tabeli poniżej przedstawione są efektywności niektórych typowych systemów łączników.

Tab. 1 Współczynnik skuteczności $\eta$	Teoretyczny	Praktyczny
Połączenia klejone - połączenia skośne - połączenia palcowe	$\approx 1,00$ $\approx 0,85$	$\approx 0,90$ $\approx 0,80$
Połączenia stal – drewno	$\approx 0,75$	$\approx 0,60$
Połączenia drewno-drewno	$\approx 0,60$	$\approx 0,50$

Tab. 2 Liczba efektywności dla niektórych systemów łączników

– Wysoka sztywność

W kontekście techniki połączeń, sztywność określa podatność łączników/połączeń na oddziaływania mechaniczne. W ogólności wpływa to na deformacje budynków drewnianych. W konsekwencji, musi zostać to rozważone w stanie SGU. W przypadku systemów konstrukcyjnych statycznie niewyznaczalnych, elementy, które są istotne dla stabilności i budynki, które muszą być zaprojektowane wg teorii drugiego rzędu, wliczając w to siły wewnętrzne siły, są zależne od podatności węzłów (połączeń). W konsekwencji dla tych przypadków, sztywność musi zostać rozważona również w stanie SGN.

W zależności do ich sztywności, połączenia mogą być podzielone w następujący sposób:

- Połączenia “bardzo sztywne” z typami uszkodzeń kruchych ( $\eta \approx 1,0$ )

Dla tego typu, nośność powinna dążyć do najwyższych z możliwych. Dla zwykłego drewna i laminatów klejonych (glulam) może być osiągnięta granica danego rodzaju wytrzymałości elementu łączonego, tzn obciążenie graniczne jest ograniczone przez



właściwości mechaniczne elementów. Typowymi przykładami z tej grupy są połączenia na wczepy klinowe

- Połączenia „sztywne” ( $\eta \approx 0,6 - 0,8$ )

Dla tego typu połączeń powinno się mieć za cel nośności plastycznej. Przykładami są tu pierścienie i wkładki jednostronne, płytki perforowane, pręty wklejane, osiowo obciążone wkręty, „zwarte” kołki oraz sworznie.

- Połączenia „Podatne” ( $\eta < 0,6$ )

Ten typ połączenia toleruje niezamierzone ruchy podparcia, ale wpływa na zachowanie sztywności całej konstrukcji. Typowe łączniki w tej grupie to: „smukły” kołek i sworznień, poprzecznie obciążone wkręty do drewna i gwoździe.

Z nachylenia krzywej obciążenie-odkształcenie można określić moduł podatności złącza w jednej płaszczyźnie ścinania, uwzględniany w procesie projektowym. Z mechanicznego punktu widzenia, łączniki są traktowane jak sprężyny w analizie strukturalnej, modulem podatności jako parametrem.

Dla stanu SGU, musi być brany pod uwagę moduł podatności złącza ( $K_{ser}$ ), odpowiadający nachyleniu krzywej w strefie sprężystej. Dla niektórych typów łączników wartości  $K_{ser}$  [ $N/mm^2$ , MPa] (na łącznik i płaszczyznę ścinania) są zdefiniowane w EN 1995-1-1.

Dla sytuacji projektowych (SGN) gdzie podatność węzła również wpływa na wewnętrzne siły w konstrukcji (np. w układach statycznie niewyznaczalnych), moduł podatności  $K_u$  musi być zastosowany. W normie UE moduł ten jest zalecany dla wszystkich łączników jako:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (10.1)$$

gdzie:

$K_{ser}$  .... moduł podatności w SGU [ $N/mm^2$ ],

$K_u$  ..... moduł podatności w SGN [ $N/mm$ ].

Zależnie od badanej konfiguracji, pełzanie i skurcz muszą być uwzględnione; oznacza to, że obliczenia sił wewnętrznych muszą zostać wykonane dla różnych czasów granicznych ( $t = 0$  i  $t = \infty$ ).

— Wysoka plastyczność

Drewno i EWP jako materiał są opisane na ogół przez mechaniczne zachowanie kruche, tj. tylko stosunkowo małe odkształcenie może być zmierzone, zanim elementy ulegną uszkodzeniu. To zachowanie nie jest pożądane w projektowaniu budynków. W praktyce plastyczne projektowanie węzłów jest często jedynym sposobem aby mieć wystarczająco „plastyczną” strukturę w inżynierii drewna.

W połączeniach jest pożądany wysoki poziom odkształcalności, tj. wysoki stosunek odkształceń granicznych do sprężystych. Na ogół, plastyczność wpływa na:

- nośność konstrukcji i połączeń
- nośność grupy połączeń

Jeśli niezbędna plastyczność połączeń nie może być osiągnięta, elementy drewniane mogą się rozłupywać i, w konsekwencji, wywołać "zip-efekt". Oznacza to, że z powodu awarii jednego łącznika również dalsze łączniki w rzędzie mogą ulec uszkodzeniu.

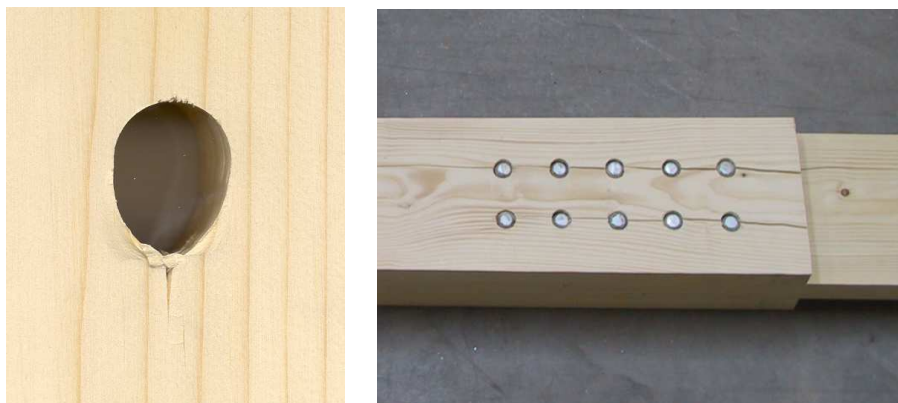


Fig. 10 Rozłupanie w strefa osadzenia oraz zip-efekt w badanym połączeniu

### 3.1.4 Inne wymagania techniczne

#### — Zachowanie dynamiczne

Poza wspomnianymi już wymogami, w niektórych przypadkach również zachowanie dynamiczne i zmęczeniowe łączników i węzłów musi być brane pod uwagę

Na przykład, niektóre łączniki (gwoździe, płytki perforowane i jednostronne, pierścienie) nie są odpowiednie do zastosowania w drewnianych mostach pod obciążeniem drogowym.

Detale dotyczące tego tematu mogą być znalezione w specjalistycznej literaturze.

#### — Odporność ogniowa

Należy wspomnieć, że łączniki zapięcia i połączenia mogą silnie wpływać na zachowanie konstrukcji w przypadku pożaru. Szczególnie, niezabezpieczone elementy stalowe cechuje zmniejszona odporność na ogień, a przez to całą konstrukcję, z powodu wysokiej przewodności cieplnej. Jeśli to jest konieczne, powinny być wprowadzone odpowiednie środki dla podniesienia odporności ogniowej.

Detale dotyczące tego tematu można znaleźć w Rozdziale 17 tego podręcznika i/lub w odpowiedniej literaturze tematu.



### 3.2 Aspekty ekonomiczne

Pomijając aspekty techniczne, również wymogi ekonomiczne muszą zostać zauważone przy projektowaniu konkurencyjnych konstrukcji drewnianych. Te wymogi to:

#### 3.2.1 Efektywne wytwarzanie i produkcja

##### – Efektywność kosztów

Poza kosztami samych łączników, produkcja połączeń drewnianych przynosi również koszty robocizny przy produkcji połączeń. Aby stworzyć konkurencyjne konstrukcje drewniane należy stosować możliwie mało rodzajów połączeń i łączników. Dlatego powinny być stosowane standaryzowane łączniki i systemy połączeń, i tylko kilka z możliwych parametrów (tj. grubość płytki, średnica kołków itp.) powinno być zmieniane w konstrukcji. Oprócz obniżania kosztów produkcji, przyczynia się to do kontroli wysokiej jakości, z powodu zmniejszonego niebezpieczeństwa pomyłki na placu budowy.

##### – Sporne tolerancje produkcyjne

Tolerancje produkcyjne wpływają na podatność i plastyczność konstrukcji drewnianych. Z tego powodu, wymagane tolerancje powinny być tak małe, jak to możliwe. Jednakże, w sprzeczności z tym, minimalnie tolerancje prowadzą do wysokich kosztów produkcji. Wskutek tego, kompromis między wyżej wymienionym wymogami jest niezbędny.

Przez wykorzystywanie nowatorskich systemów łącznikowych (tj. samogwintujących wkrętów, "łączników systemowych"), mogą być osiągnięte tolerancje produkcyjne przy dopuszczalnych kosztach.

##### – Wiarygodne sprawdzenie (kontrola jakości)

Utrzymanie i kontrola jakości konstrukcji stają się coraz większym i ważniejszym obszarem zainteresowania w inżynierii, w tym drzewnej. Aby ustalić sposób pracy węzłów trzeba przeprowadzić pewne badanie. Dla węzłów in situ jest to rzadko możliwe. Wskutek tego, wysoki poziom kontroli jakości (wykorzystanie produktów z określonymi właściwościami, dobrze wykształcony personel na produkcji, itp.) podczas procesu produkcyjnego musi być zaimplementowany u producentów.

#### 3.2.2 Proste projektowanie i obliczenia

##### – Niesprężone obliczenia i projektowanie

Projektowanie węzłów (połączeń) wpływa na "przepływ sił" wewnątrz i i nośność konstrukcji. Dlatego, jest ważnym faktem, że obliczenia są niesprężone z projektowaniem węzła

##### – Proste modele obliczeniowe

Węzły mogą wywołać złożony przepływ sił w konstrukcji. Przepisy normowe i modele obliczeniowe węzłów powinny być określone tak prosto, jak to możliwe, aby nakłady na ich obliczenia były jak najmniejsze ale pozwalały na zaprojektowanie wiarygodnej konstrukcji.

## 4 "Przepływ sił" w połączeniach drewnianych

### 4.1 Podstawy

"Przepływ sił" w strefie połączenia silnie wpływa na nośność węzłów i całej konstrukcji. Z powodu kruchego mechanicznego zachowania drewna, można osiągnąć wysoką nośność połączenia tylko, gdy unikamy wysokich lokalnych wartości naprężeń. Zaburzenia w "przepływie sił" wskazują na wysokie lokalne odkształcenia, które są często odpowiedzialne za awarie.

W dodatku, wizualizacja "przepływu sił" jest nieocenionym narzędziem do rozumienia sposobu pracy drewna, przez co będzie to omówione w następnych podrozdziałach dla tradycyjnych i, w niektórych przypadkach, inżynierskich połączeniach

### 4.2 "Przepływ sił" w węzłach tradycyjnych

W tradycyjnych połączeniach drewnianych (stolarskich), przenoszenie obciążeń jest realizowane na ogół przez obszary kontaktowe obciążone siłą ściskającą (przeważnie w kombinacji z siłą tnącą). W węzłach drewno-drewno, nośność jest na ogół niewielka i może być powiększony przez wykorzystanie kołków z twardego drewna albo stali i klinów.

Inny rozkład sił tnących pojawiają się, zależnie od konfiguracji obciążeń (przy ściskaniu albo rozciąganiu), w obciążonych obszarach kontaktowych. Podczas gdy węzły, obciążone siłą ściskającą, doznają mniej lub więcej naprężeń ścinających, węzły obciążone siłą rozciągającą wykazują lokalne maksimum (patrz Rys.11). Z powodu tego, że projektowanie węzła musi objąć maksymalne wartości, wspomniana wcześniej metoda przenoszenia obciążeń ma niską efektywność.

należy wspomnieć, że na Rys. 11 nie są pokazane naprężenia prostopadłe do włókien, który są niezbędne do równowagi mechanicznej. Te naprężenia muszą zostać również rozpatrzone w procesie projektowania.

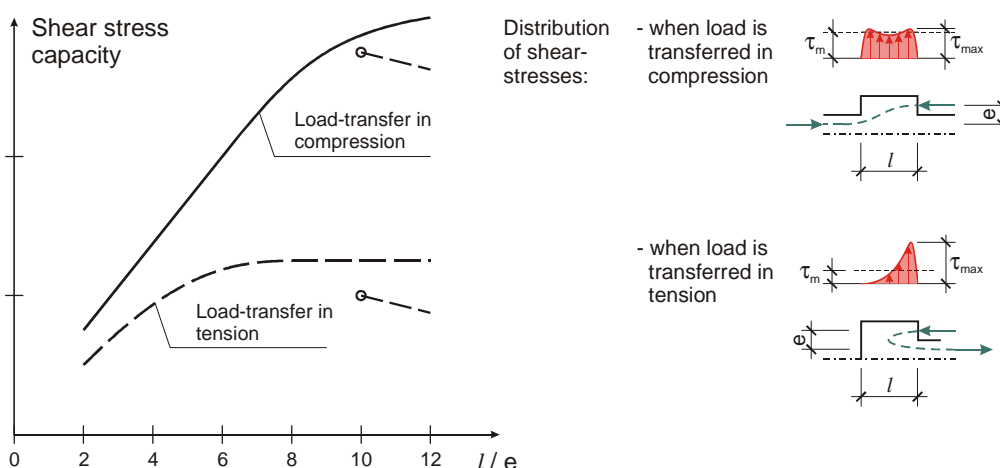


Fig. 11 Nośność na ścinanie i rozkład naprężeń ścinających w tradycyjnym połączeniu, zależnie od sposobu przenoszenia obciążenia.



Należy wspomnieć o tym, że w ogólności dla połączeń obciążonych łącznie siłami tnącymi i rozciągającymi, silny spadek nośności musi być wzięty pod uwagę podczas gdy te obciążone jednocześnie siłą tnącą i ściskającą, wykazują mały przyrost nośności. Jest to dobrze znany w praktyce stolarskiej fakt i jest używany, na przykład, w projektowaniu połączeń wrębowych.

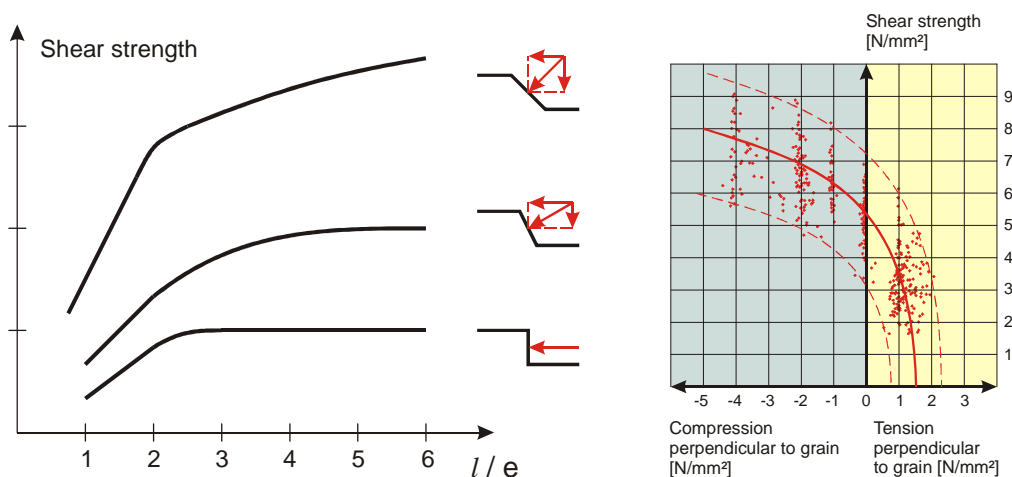


Fig. 12 Wytrzymałość drewna na ścinanie prostopadłe do włókien

### 4.3 “Przeptyw sił” połączeniu „inżynierskim”

W porównaniu do połączeń tradycyjnych, znaczny wzrost nośności może być osiągnięty, gdy łączniki będą obciążone prostopadłe do swojej osi (np. kołki, śruby, gwoździe, wkręty itp.). Jest to w szczególności faktem, gdy łączniki te są łączne z płytkami stalowymi. Patrząc na rozkład obciążeń, węzły te przenoszą obciążenia przez strefy kontaktowe, obciążone ściskaniem i ścinaniem. Ale, w przeciwieństwie do połączeń tradycyjnych, te typy połączeń mają ważną zaletę: z powodu wykorzystania łączników podatnych (zginanych) mogą być wytworzone połączenia z zachowaniem plastycznym. Prowadzi to do podwyższenia nośności. Jako warunek realizacji tej opcji, podczas procesu projektowego muszą zostać rozważone adekwatne warunki graniczne (odstępki i odległości łączników)

Szczegółowy obraz przenoszenia obciążeń przez łączniki obciążone prostopadłe do ich osi ujawnia następujące fakty (Rys. 13 i 14): w strefie osadzenia (rejon kontaktowy między łącznikiem a elementem drewnianym) pojawiają się naprężenia radialne w osadzeniu, które mogą być rozdzielone na składowe równoległe i prostopadłe do kierunku włókien. Podczas gdy elementy drewniane stawiają stosunkowo silny opór (wytrzymałość na docisk) pierwszej ze wspomnianych składowych, tylko mały opór istnieje dla drugiego kierunku. Składowa prostopadła do włókien obciąża elementy drewniane naprężeniami prostopadłymi do włókien i pozwala im rozdzielić się na niższe poziomy. W tym kontekście należy wspomnieć, że materiał drzewny (*wood*) i drewno (*timber*) mają, z powodu ich zachowania anizotropowego, odpowiednio bardzo niskie i bardzo rozrzucone cechy wytrzymałości na rozciąganie prostopadłe do włókien.)

Wspomniany na końcu fakt jest w szczególności ważny dla łączników o niskiej smukłości (= stosunek grubości elementu drewnianego do średnicy łącznika) i/lub niewielkich rozstawów końcowych łącznika. W tym przypadku oś łącznika pozostaje mniej więcej prosta i tylko drewno się rozdziela. Związany z tym sposób uszkodzenia jest określany jako "kruchy".

Jeśli, z drugiej strony, łącznik ma wysoką smukłość tak, że jest zdeformowany przez zginanie, nośność połączenia jest określona przez (momentowy) opór samego łącznika. Prowadzi to do zredukowanej tendencji do rozłupywania elementów drewnianych a jednocześnie do wyższej nośności połączenia i pojawienia się wyższej (upragnionej) plastyczności łącznika/połączenia.

Konsekwencją wyżej wymienionych efektów jest to, że ma sens wykorzystania więcej ilości łączników o niewielkich średnicach niż tylko kilku z większą.

Zazwyczaj w procedurze projektowej połączeń elementów drewnianych jedynie siła docisku (składowa w kierunku podłużnym) jest rozważana, podczas gdy druga część (prostopadła do włókien) jest pośrednio włączona poprzez zasady projektowe dla rozstawów i odległości łączników. Naturalnie, nośność na zginanie (moment uplastycznienia) łącznika odgrywa ważną rolę przy określaniu nośności łącznika/połączenia. Teoria oparta na (plastycznej) wytrzymałości na siły docisku i momencie uplastycznienia została opublikowana przez Johansena w roku 1949 i jest podstawą rozwiązań w normie EN 1995-1-1.

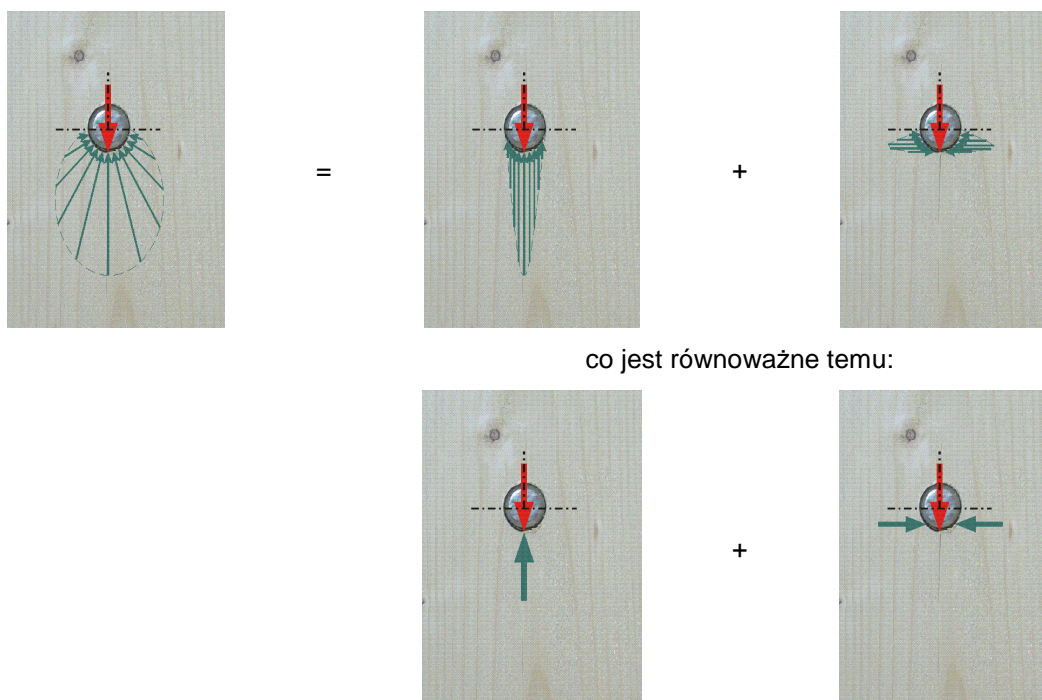


Fig. 13 Rozdział naprężeń dociskowych na składową równoległą i prostopadłą do włókien

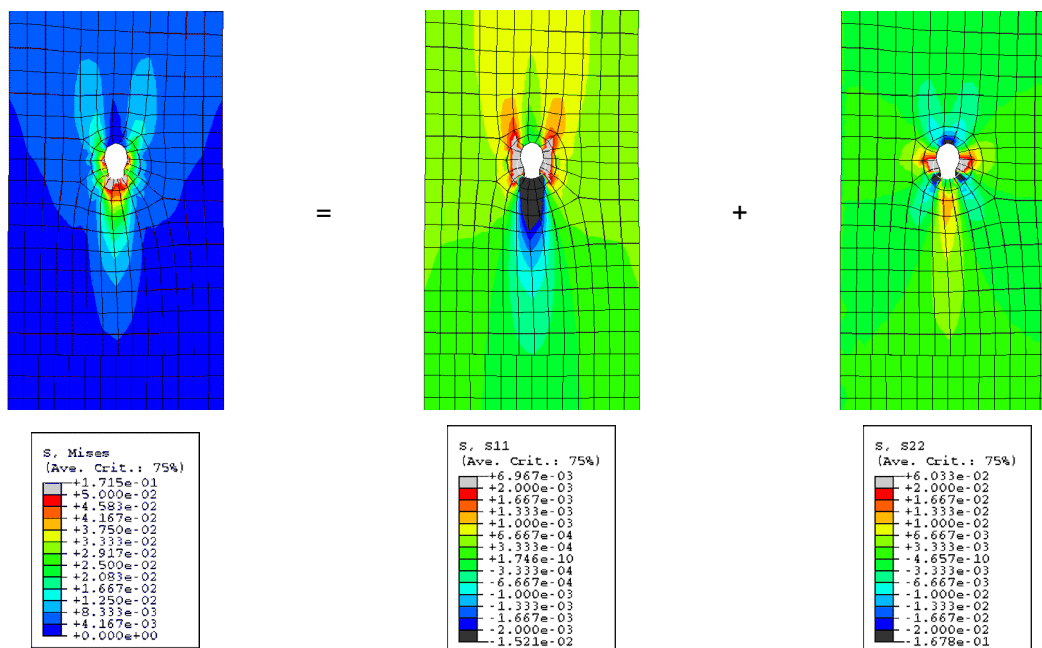


Fig. 14 Rozkład naprężeń dociskowych wg MES, patrz Rys. 13.

W przypadku obciążeń prostopadłych do ziarna, rozdzielanie składowych może być wyjaśnione analogicznie, ale w przeciwieństwie do obciążenia równoległego do włókien, tendencja podziału jest znacznie mniejsza. W dodatku, nośność związana z anizotropią prostopadłe do włókien jest również niewielka. Należy wspomnieć, że awaria z powodu naprężeń prostopadłych do włókien może mieć miejsce kiedy wprowadzone są obciążenia. Musi to zostać uwzględnione podczas procesu projektowania.

Analogicznie do wspomnianych przypadków, może zostać wyjaśnione przenoszenie obciążeń przy dowolnym nachyleniu względem włókien.

Inny znaczący punkt dotyczy typu wprowadzonego obciążenia. Należy wspomnieć, że:

- Przy wprowadzeniu ściskania, obszar obciążony w przybliżeniu odpowiada średnicy kołka. "Trzonek ściskania" pokazany na Rys. 15 jest wystarczający, aby zapewnić równowagę sił.
- W przypadku wprowadzenia naprężeń rozciągających, strefa pod łącznikiem ma na ogół nierówne naprężenia ścinające (styczne). Gdy do elementu jest wprowadzone obciążenie, z powodu równowagi w zewnętrznych strefach elementów, jest zainicjowana wysoka siła rozciągająca (patrz Rys. 16). Niezbędna szerokość "strun rozciągania" jest określona przez wytrzymałość na rozciąganie elementu drewnianego. Dzięki przekierowaniu obciążeń na przekrojach 1-1 i 2-2, zainicjowane są wysokie naprężenia ścinające. Co więcej, pojawiają się pod łącznikiem również naprężenia rozciągające prostopadłe do włókien. Złożone połączenie naprężeń rozciągających i ścinających prostopadłe do włókien powoduje wcześniejszą tendencję do rozłupywania elementów drewnianych i zmniejsza nośność połączenia, odpowiednio. Z powodu tego faktu, są niezbędne dłuższe odległości od końców dla elementów drewnianych.

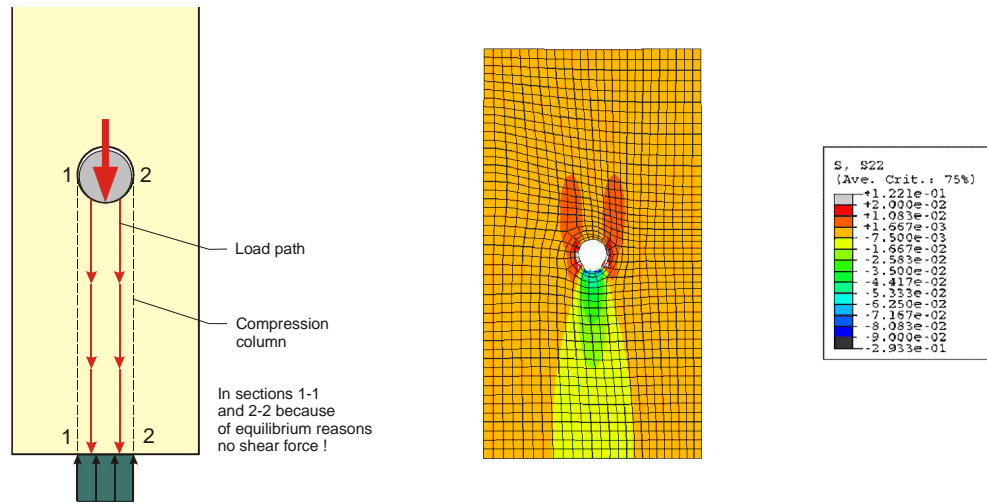


Fig. 15 Rozkład naprężeń ściskających

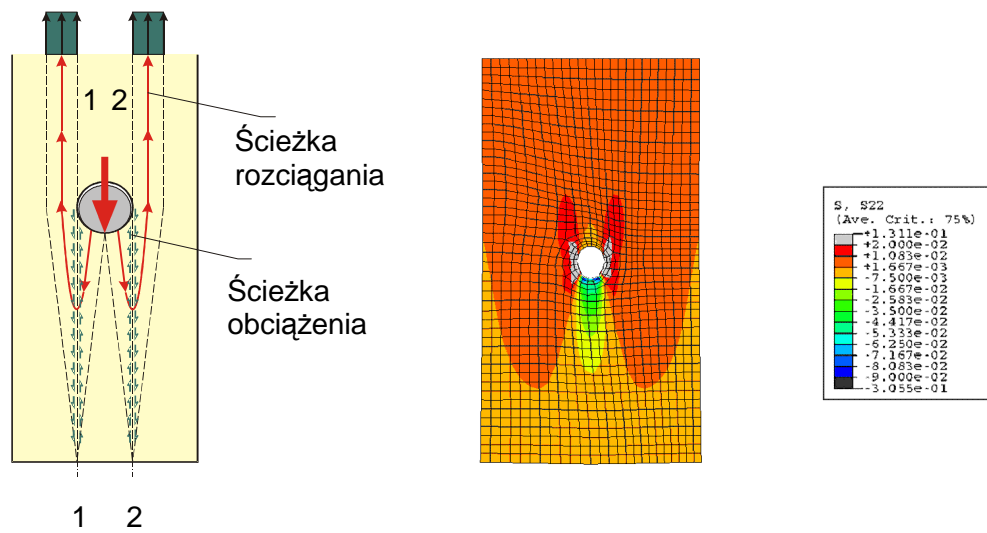


Fig. 16 Rozkład naprężeń rozciągających



## 5 Rozstawy łączników

Specyfikacje projektowe nośności łączników/połączeń, podawane w normach, opierają się na zdefiniowanych minimalnych odstępach między łącznikami i odległości do końców i krawędzi elementów drewnianych, odpowiednio. Przepisy te powinien szczególnie przeciwdziałać rozdzielaniu (rozłupywaniu) się elementów. Oprócz tego, następujące powody wymagają uwzględnienia odstępów i odległości:

- “Block-shearing“ (?)
- Efekt rozłupywania elementu z powodu umieszczenia łącznika bez nawiercenia
- Efekty rozłupywania wywołane skurczem

W normach europejskich obowiązują następujące oznaczenia odległości łączników podane w Tabeli 3.

Typ odległości	Kierunek	Skrót /oznaczenie
Rozstaw	- rozstaw równoległe do włókien - rozstaw prostopadle do włókien	$a_1$ $a_2$
Odległość do końca	- dla końca obciążonego - dla końca nieobciążonego	$a_{3,t}$ $a_{3,c}$
Odległość do krawędzi	- dla krawędzi obciążonej - dla krawędzi nieobciążonej	$a_{4,t}$ $a_{4,c}$

Tab. 3 Typy i oznaczenia odległości/ rozstawów wg normatywów europejskich

Aby lepiej rozumieć wyżej wymienione rozstawy i odstępy, są one przedstawione w praktycznych przykładach na rysunku 17.



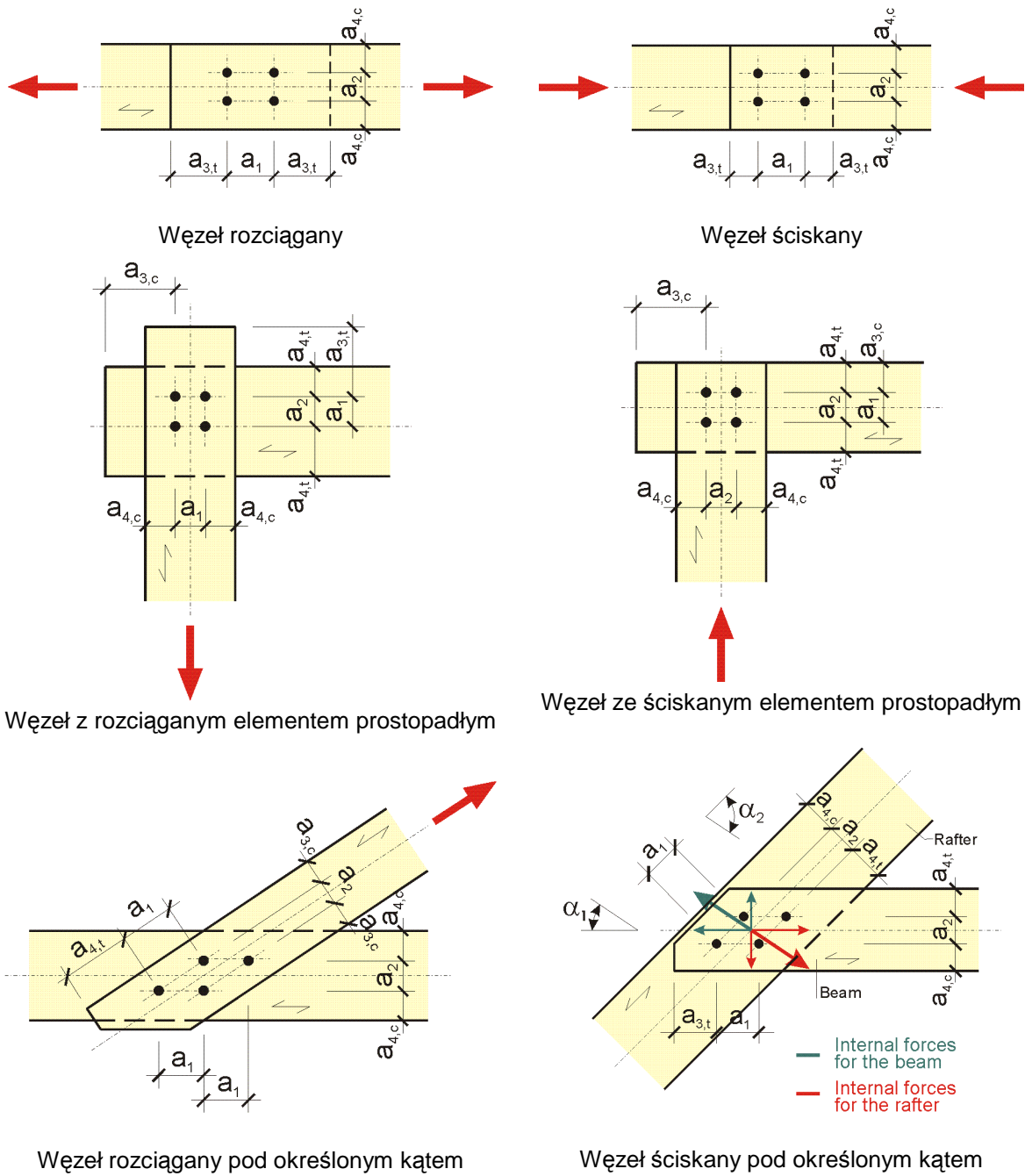


Fig. 17 Odległości i rozstawy w praktycznych przykładach



## 6 Łączniki - Połączenia

Ocena różnych konfiguracji, np. średnica kołków, geometryczne pozycje łączników, zmiany jakości drewna itd., wymagałaby olbrzymiej liczby badań. Z powodów ekonomicznych, powstała idea obliczania nośności w stanie SGN taka, że badamy JEDEN łącznik i szacujemy nośność połączeń przez pomnożenie tej wartości przez efektywną liczbę łączników w połączeniu.

Zasady określania nośności łącznika/połączenia we współczesnych normach są również określone pod tym względem. Na ogół połączenia składają się z więcej niż jednego łącznika z powodu wymaganej nośności, lecz także aby uzyskać wystarczającą skuteczność zaciśnięcia łączonych elementów. Czasami połączenie może również być wzmocnione grupami łączników.

Z mechanicznego punktu widzenia obydwa te aspekty muszą być wzięte pod uwagę:

### 6.1 "Efekt grupy"

Szacując nośność grupy łączników i połączenia odpowiednio z powodu nieuniknionych niepewności w produkcji (tolerancje produkcyjne, geometryczna tolerancja łączonych elementów) nierówne obciążenie przenoszone jest przez łączniki. W konsekwencji, nośność połączeń może nie odpowiadać nośności sumy łączników. Jest to tzw. "efekt grypy" i musi zostać wzięty pod uwagę w projektowaniu przez współczynnik zmniejszający przy efektywnej ilości zapieć ( $n_{ef}$ ).

### 6.2 Różne podatności łączników

Na ogół można wykorzystać różne typy łączników i łączniki z różnymi parametrami (np. średnica kołków) w jednym połączeniu. Ale uważać, żeby ich podatności nie różniły się zbyt mocno, ponieważ "sztywniejsze" łączniki "uruchamiają" większe siły. Prowadzi to do tego, że elementy te przenoszą większą część obciążeń, podczas gdy słabsze łączniki praktycznie nie przenoszą sił.

### 6.3 Weryfikacja w projektowaniu połączeń

Ogólnie należy przeprowadzać następujące rodzaje weryfikacji:

- Dla łącznika
  - Weryfikacja łącznika
  - Weryfikacja nośności na docisk
- Dla elementu drewnianego
  - Weryfikacja przekroju netto
  - Weryfikacja "block-shearing" (?) (jeśli to konieczne)
- Dla części stalowych (jeśli występują)
  - Weryfikacja przekroju (w tym netto)

## 7 Podsumowanie – Rozwiązania wysokoefektywnych połączeń inżynierskich

Wysoko-nośne połączenia w inżynierii drzewnej mogą być osiągnięte tylko wtedy, kiedy zaburzenia w "przepływie sił" są zredukowane do minimum. Używając poniższego przykładu węzła obciążonego rozciąganiem, trzy praktyczne realizacje zostaną przeanalizowane dokładnie z uwagi na "przepływ sił":

### 7.1 Związki w „przepływie sił“

Rodzaj przekazania sił	Przekrój netto $A_{net}$	"Przepływ sił"	Rozkład naprężeń w obrębie łącznika
<p>Bezpośredni</p>	100 %	<p>optimal "flow-of-forces"</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- continuous, unweakened cross section</li> <li>- no geometrical disturbances (leading to peaks of stress and strain)</li> <li>- local disturbances due to the wood structure (early-/wood; structure of annual rings, slope of grain)</li> </ul>	
<p>Pośredni (II do włókien ze względu na siły tnące)</p>	80 do 85 %	<p>good "flow-of-forces" possible</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- continuous transfer of forces from members to the fasteners (tuning of stiffness by changing A and E)</li> <li>- small deviations between forces and grain direction</li> </ul>	
<p>Pośredni (Prost. do włókien; ze wzgl. na lokalne ścisnienie wzdł. Włókien)</p>	60 do 65 %	<p>unfavourable "flow-of-forces"</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- relatively high strain peaks due to uneven local load introduction (due to bending of the fastener)</li> <li>- high load redirection necessary (local load introduction with splitting tendency; compression with shear forces and transformation into tensile forces in net cross-section)</li> </ul>	

Tab. 4 Wpływ „przepływu sił” na dystrybucję naprężeń



## 7.2 Związki z wykorzystywanym drewnem i drewnianymi wyrobami inżynierskimi

Zaburzenia w "przeplątaniu sił" są już wywołane przez naturalne anomalie surowca (sęki, nachylenie włókien, spiralne włókna itp.). Większa sprawność elementu może być osiągnięta po prostu przez przeniesienie połączenia do strefy nie zaburzonej.

Pomimo że ten fakt wydaje się być oczywistym, to są określone normatywnie tylko przy produkcji połączeń na wczepy klinowe. W konsekwencji, jest możliwy stopień wydajności  $\eta = 1.0$  dla tych połączeń, tj. w połączeniach na wczepy może być osiągnięta nośność samego materiału. Muszą być przy tym uregulowane odpowiednie wymogi produkcyjne.

## 7.3 Związki z plastycznością

Na ogół połączenie składa się z więcej niż jednego łącznika. Ich ciągły obciążenie w SGN zakłada wystarczającą plastyczność połączenia. Współczynnik plastyczności musi zostać zdefiniowany jako funkcja pożądanej nośności konstrukcji.

Pożądana plastyczność połączenia musi zostać uzyskana przez odkształcenia plastyczne w elementach połączenia (np. w płytkach stalowych). Części muszą zostać odpowiednio zaprojektowane (właściwości materiału, projektowanie części, itd).

Należy unikać za wszelką cenę miejscowego uszkodzenia (np. rozłupania) elementów, np. przez zapewnienie zapasów nośności lub zbrojenie. Tylko w ten sposób może być uzyskana niezbędna plastyczność.

— Lokalne uszkodzenie elementów w obrębie połączenia ("podział, rozłupanie")

Na ogół drewno ma małą wytrzymałość i wykazuje kruche zachowanie przy rozciąganiu prostopadłym do włókien. Możliwe istniejące rysy skurczowe mogą zwiększać tendencję do rozerwania. W konsekwencji, są pożądane oddziaływania, które redukują tę skłonność (w ogólności jako efekt łącznego działania siły tnącej i ściskania prostopadle do włókien)..

Tymi działaniami są:

- Zwiększenie objętości obciążanego drewna

Przez zwiększenie odstępów i odległości łączników w przypadku pośredniego przekazywania obciążenia prostopadle do włókna, opór przeciwko rozłupaniu w strefie docisku łączników może być też podniesiony. Pożądany jest więc ciągły rozkład sił prostopadłych do włókien przez wykorzystywanie wielu małych łączników.

- Zwiększenie odporności na rozłupywanie poprzez lokalne zbrojenie

Przeważnie zwiększenie oporu przeciwko rozłupaniu jest osiągnięte przez przyklejanie warstw wzmacniających obustronnie do elementów, które zazbroją je prostopadle do włókien (fornir albo zbrojenie włókniste). Ten sam efekt może być osiągnięty przez płytki perforowane gwoździowane albo z wykorzystaniem samogwintujących wkrętów do drewna lub prętów wklejanych. W dodatku, zastosowane wzmocnienie prowadzi do wyższej nośności łączników na docisk.



- Zamiana na właściwe wyroby EWP w obszarze połączenia

W tym przypadku cały łączony obszar ma wyższe właściwości mechaniczne, jeśli chodzi o wytrzymałość na docisk, wytrzymałość na rozciąganie prostopadle do włókien, itp. Na przykład, specjalne forniry wysokogatunkowe (lub z twardego drewna) mogą być używane do tego celu. Ważnym wymogiem przy tym działaniu jest możliwość realizacji połączenia na wczepy klinowe o wysokich parametrach.

## 8 Literatura

- [1] N.N.  
“STEP 1 – Timber Engineering“;  
Chapters C1 – C17, First Edition, Centrum Hout, The Netherlands, 1995
- [2] Madsen, B.;  
“Behaviour of Timber Connections“,  
Timber Engineering Ltd., British, Canada, 2000
- [3] Schweizerische Arbeitsgemeinschaft for Holzforschung, Kursleitung: E. Gehri,  
“Verbindungstechnik im Holzbau“,  
Tagungsband zum 32. SAH-Fortbildungskurs, Weinfelden/Switzerland, 2000
- [3] Schickhofer, G.; et.al.  
“Holzbau – Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz, Part B“,  
Lectures notes, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz  
University of Technology, Graz/Austria, 2004 (in German)
- [4] Thelanderson, S.; Larsen, H.-J. (Publisher);  
“Timber Engineering - Part Three: Joints and Structural Assemblies“,  
John Wiley & Sohns, West Sussex, UK, 2003
- [5] Mischler, A.;  
“Bedeutung der Duktilität von Stahl-Holz-Verbindungen“,  
Dissertation, Professur für Holztechnologie, ETH Zürich, Zurich/Switzerland, 1998  
(in German)
- [6] McKenzie, W.M.C.; Zhang, Binsheng;  
“Design of Structural Timber to Eurocode 5 – Second Edition“,  
Palgrave macmillan, New York, USA, 2007

Rozdział 10 został opracowany przez: Manfred AUGUSTIN, Institute for Timber Engineering and Wood Technology, Graz University of Technology / Austria.





## PŁASKIE KONSTRUKCJE DREWNIANE

### 1 Wstęp

W rozdziale tym skupiono się na najbardziej popularnych drewnianych konstrukcjach płaskich, tj. kratownice, ramy i łuki. Kratownice drewniane mają kilka specyficznych cech związanych z technologią i projektowaniem w porównaniu z ramami i łukami. Z tego powodu rozdział ten jest podzielony na 3 główne części:

- kratownice,
- ramy i łuki oraz
- zasady projektowania.

### 2 Kratownice

W ostatnich dziesięcioleciach kratownice drewniane pojawiają się w wielu elementach konstrukcji budowlanych. Kratownice drewniane stały się znane ze względów architektonicznych, dzięki lekkości i łatwości wykonania. Zastosowanie kratownic drewnianych w mostach o dużej rozpiętości z kilkoma lub bez podpór ciągle wzrasta. Kratownice te są z natury rzeczy lżejsze niż belki o analogicznej długości. Wiele znaczących konstrukcji przestrzennych oraz płaskich opartych na kratownicach zostało skonstruowanych na całym świecie, jako przekrycia hal, stadionów, centrów wystawowych i wielu innych. Kratownice drewniane z połączeniami płytkowymi okazały się być najodpowiedniejsze na polu rozpiętości większych niż 20m [1].

#### 2.1 Definicja i analiza kratownicy

Kratownicą nazywamy konstrukcję zbudowaną z prętów połączonych przegubowo na końcach tworzących stabilną strukturę. Jeśli wszystkie pręty leżą w jednej płaszczyźnie konstrukcja nazywana jest płaską. Zakłada się ogólnie, że obciążenia i reakcje są przyłożone tylko w węzłach. Oś środkowa każdego elementu jest prosta, zbieżna z liniami węzłowymi na każdym końcu elementu i leży w płaszczyźnie działania wszystkich obciążeń i reakcji. Jednakże w wielu przypadkach, tj. mosty i proste układy dachowe, trójwymiarowa struktura może być podzielona na płaskie elementy bez znaczącego pogorszenia dokładności wyników. Na rys. 1 pokazano w uproszeniu kilka typowych układów kratowych. Stabilna i statycznie wyznaczalna kratownica płaska składa się przynajmniej z 3 prętów, 3 węzłów i 3 reakcji. Metoda równoważenia węzłów jest techniką analizy kratownicy, w której siły prętowe są określone na podstawie analizy kolejnych odizolowanych węzłów. Nieznane siły prętowe są rozwiązywane w jednym węźle i stają się znanymi siłami w następnym węźle. Inna

metoda znana jest pod nazwą metody przekrojów (RITZA), w której rozpatrywana jest równowaga części kratownic [2].

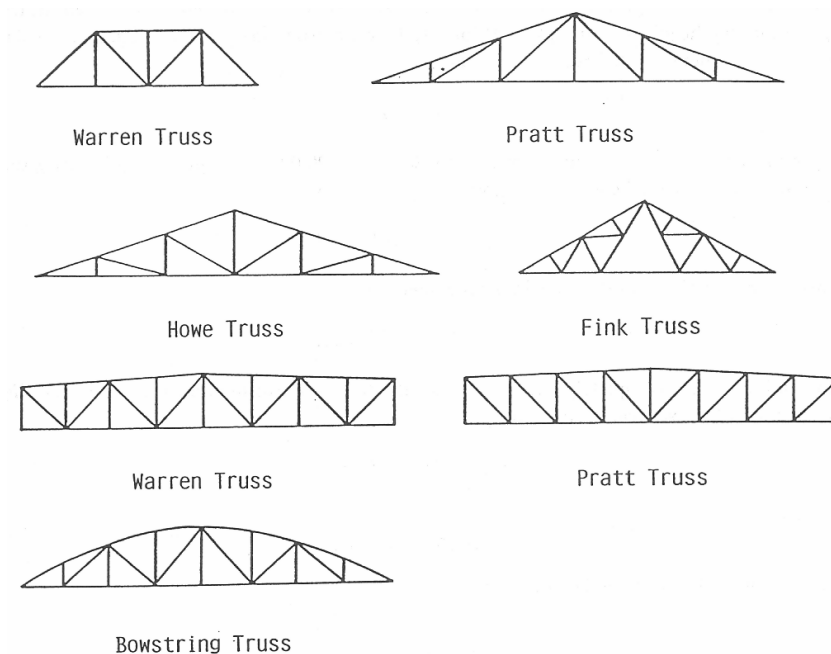


Fig. 1 Niektóre typowe kratownice płaskie [2]

Kratownica złożona składa się z dwóch lub więcej kratownic prostych. Przykłady pokazane są na Rys. 2.

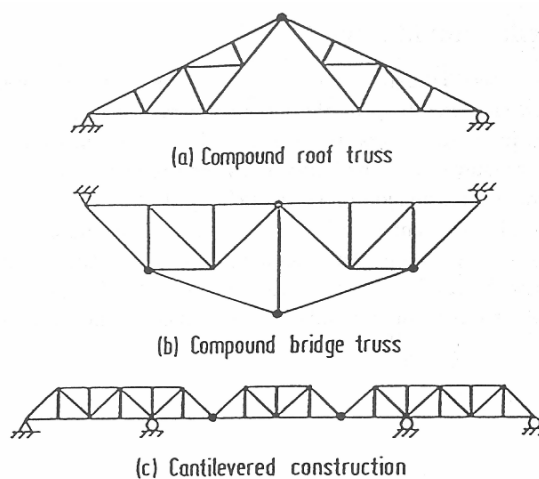


Fig. 2 Kratownica złożona [2]



## 2.2 Historia, technologia i aspekty projektowe

Kratownice z metalowymi płytkami zębatymi w węzłach stały się w ostatnich 35-ciu latach najbardziej popularną formą kratownicy. Od lat 60-tych kratownice te stopniowo wyparły tradycyjne konstrukcje dachowe w domach. Kratownice zbudowane w ten sposób mają rozpiętości z przedziału 6-20m i rozstawy od 0,6 – 3m.

Kratownice ze stalowymi środnikami rurowymi są kolejnym przykładem efektywnej kombinacji dwóch materiałów. Drewniane półki (pasy) mają duże wymiary poprzeczne niezbędne do stabilności poprzecznej i wytrzymałości na ściskanie (dwóch ważnych cech kratownicy) podczas gdy rury stalowe minimalizują poślizgi węzłów i zapewniają wytrzymałość i niskie koszty wykonania węzłów. Zestawienie tych materiałów jest połączeniem cech konstrukcyjnych i ekonomicznych. Ciężkie kratownice dachowe zbudowane z użyciem śrub, pierścieni łączących oraz stalowych płytek węzłowych i ściąгов stalowych są stosowane przy rozpiętościach 15-30cm. Projektowanie takich konstrukcji praktykowane jest od setek lat, jednakże rozwój nowoczesnych łączników, materiałów klejonych i impregnowanych wprowadził nowy wymiar do tych konstrukcji.

Podstawowe typy kratownic to dwuspadowe, płaskie i łukowe. Dwuspadowe są najbardziej efektywnym typem kratownicy, a ich wybór jest najczęściej oparty na potrzebie odwodnienia dachu i przeniesienia obciążeń od śniegu. Kratownice te są powszechnie używane do przenoszenia obciążeń równomiernych na ich długości. Używane są w zastosowaniach indywidualnych i komercyjnych i przemysłowych.

Kratownice o pasach równoległych są typem najmniej efektywnym, jednak można to poprawić przez dobór elementów składowych. Ten typ kratownicy, z wygięciem i delikatnym spadkiem pasa górnego ma szerokie zastosowanie w architekturze. Specjalne zastosowanie mają kratownice podłogowe w budynkach mieszkalnych. Z punktu widzenia użytkownika kratownice te mają szereg zalet w porównaniu do zwykłych systemów podłogowych. Pierwszą zaletą jest to, że można uzyskać dużą rozpiętość bez podpór pośrednich, pozwalającą na swobodę ruchu wewnątrz. Po drugie kratownice podłogowe tworzą przestrzeń na umieszczenie systemów grzewczych, chłodniczych, wentylacyjnych, instalacji elektrycznych lub innego wyposażenia mechanicznego. Po trzecie poziomy dolny pas pozwala na łatwy montaż sufitu podwieszanego. Typowe rozpiętości tych kratownic sięgają 7-10m, zaś wysokości 30-50cm.

Kratownica ze ściągiem jest traktowana jako najbardziej efektywna w sensie zużycia materiału, przy równomiernym rozłożeniu obciążeń. Jest również zwykle stosowana w mostach, pod obciążeniem ruchomym. Kratownice te są szeroko stosowane w wielu formach, często nie wykorzystujących ich pełnej efektywności, ale dającej wystarczające korzyści konstrukcyjne i ekonomiczne. W kratownicach tych traktuje się górny pas jako łuk ściskany, o kształcie w przybliżeniu parabolicznym. Teoretycznie, po obciążeniu równomiernie rozłożonym siła w pasie górnym będzie równa sile ściskającej w każdym punkcie, przez co zbędne są elementy środnika. W praktyce jednak obciążenie nie jest jednak rozłożone równomiernie, więc elementy środnika (krzyżulce) są niezbędne. Poza tym, kratownice ze ściągiem są zazwyczaj budowane jako kołowe a nie paraboliczne o promieniu krzywizny równym rozpiętości lub dobranej tak, aby zoptymalizować naprężenie przekrój łuku lub moment zginający.

Stosunek wysokości do rozpiętości najczęściej przyjmuje się jako 1:6 – 1:8 dla kratownic ze ściągiem, 1:5 – 1:6 dla dwuspadowych i 1:8-1:12 dla płaskich. Stosunki te nie są



nienaruszalne i mogą się zmieniać przy zmianie jakości materiałów i połączeń. Głębsze kratownice mają mniejsze ugięcia i wymagają mniejszych elementów pasów. Z konstrukcyjnego punktu widzenia symetria poprzeczna jest pożądaną cechą kratownicy. Poprawia to warunki zamocowania elementów środnika i pasów ściskanych, eliminuje obciążenia mimośrodowe i upraszcza analizę konstrukcji.

Profesjonalny projektant kratownic powinien być zaznajomiony z technikami łączenia na płyty. Ich producenci przeprowadzają badania i dostarczają wartości obliczeniowych do projektowania. Zdarzają się jednak przypadki, kiedy projektant musi wykonać całkowicie niezależne obliczenia. Płytki są montowane po obu stronach kratownicy w każdym węźle. Muszą mieć one odpowiednią wytrzymałość na ściskanie, rozciąganie i ścinanie. Należy uwzględnić puste przestrzenie w połączeniu płytki z konstrukcją.

Ok. 50% wszystkich uszkodzeń dachów spowodowane jest nieodpowiednim stężeniem tymczasowym lub docelowym kratownicy. Stężenie tymczasowe jest używane w czasie budowy w celu zabezpieczenia przed utratą stateczności w czasie np. gwałtownych podmuchów wiatru. Zastosowanie odpowiedniego stężenia jest kluczem do integralności strukturalnej układu kratownicowego [3].

### 3 Łuki i ramy drewniane

Drewniane konstrukcje ramowe są prawdopodobnie najstarszymi tego typu konstrukcjami, przeżywającymi renesans w ostatnich latach. Prefabrykowane konstrukcje panelowe również zyskały ostatnio na popularności. Używane są zarówno panele ramowe (podobne do konstrukcji szkieletowej) jak i izolowane (wypełnione sztywną pianką izolacyjną). Konstrukcja ramowa jest obecnie szeroko stosowana zarówno w aplikacjach komercyjnych, jak i przemysłowych. W wielu krajach na świecie stosuje się je przy konstrukcji sklepów, magazynów i fabryk (np. kościoły, garaże, parkingi, itp.). Wiele interesujących przykładów można znaleźć w budownictwie rekreacyjnym i mieszkaniowym (kwadratowym 3).

#### 3.1 Definicja i analiza ramy

Ramy są w ogólności statycznie niewyznaczalne, przez co wymagają specjalnych metod obliczeniowych. Najczęściej wykorzystywana jest wtedy metoda sił lub metoda przemieszczeń. Pierwsza z nich bierze pod uwagę przemieszczenia giętne i wymaga rozwiązania układu równań. Druga z metod jest w prawdzie bardziej pracochłonna, ale daje dokładniejszy wynik, odpowiadający metodom dokładnym. Ostatnio bardzo popularne są programy bazujące na MES (przyp. tłum).

#### 3.2 Aspekty projektowe ram i łuków drewnianych

Drewniane ramy wszystkich rodzajów kształtów zostały w ostatnich latach dobrze zaakceptowane. Specjalna uwaga jest zwrócona na połączenia (narożniki) między dźwigarami a słupami. Może to być rozwiązane na dwa różne sposoby, zależnie od technologii budynku i od konstrukcyjnego punktu widzenia.

Pierwszym jest słup zbudowany z dwóch elementów pod różnymi kątami, które pracują jako jeden element ściskany i rozciągany. Drugi jest sztywnym połączeniem pomiędzy nimi, które jest osiągnięte za pomocą metalowych łączników albo przez ciągły dźwigar-słup, który jest wykonany z zakrzywionego glulamu -- mniej lub bardziej łukowa konstrukcja. Specjalna

uwaga musi być zwrócona przez projektanta przy analizie takiego połączenia, z powodu połączenia dwóch różnych kierunków włókien i różnych składowych naprężeń w zakrzywionej konstrukcji słup-dźwigar. Część dźwigarowa elementu może być ustawiona pod kątem w połączeniu ze słupem, co jest tworzone dla nachylenia dachu, a może też być zwężana liniowo z przekrojem o zmiennej wysokości.

Po pierwsze są słupy zbudowane z dwóch elementów pod różnymi kątami, pracujące na ściskanie i rozciąganie. Jako drugie jest sztywne podłączenie pomiędzy nimi wykonane z metalowych łączników albo z jednego ciągłego elementu słup-dźwigar zrobionego z zakrzywionego elementu klejonego – możemy tu mówić o łuku. Specjalna uwaga musi być oczekiwana z punktu widzenia projektanta (kombinacja dwóch różnych kierunków włókien i inne składowe naprężeń w zakrzywionym elemencie dźwigar-słup). Element dźwigarowy może być pod kątem od narożnika do szczytu aby tworzyć potrzebną pochyłość dachu albo może być wykonany jako zwężony ku końcowi (trapezowy). Wszystkie te typy większych ram – łuki dwu- albo trójprzegubowe – są wykonane z drewna klejonego (homogeniczne lub kompozytowe) z którego mogą być wytworzone różne rodzaje przekrojów (patrz Rys. 3). Ekonomiczne rozpiętości dla ram leżą między 15 a 60 metrów, a dla łuków od 20 do 100 metrów.



Fig. 3 Przykład łuku z drewna klejonego

Oczepy ściennie (poziome krokwie ściennie) przenoszą obciążenia od wiatru na słupy nośne. Pokrycie (deskowanie zewnętrzne) i poszycie, jeśli jest używane, są przymocowane do oczepów. Belki dachowe podtrzymują zwykłe pokrycie z blachy albo poszycie ze sklejki. Rozstaw belek dla dachów obejmuje zakres od 1 do 4 metrów. Dla ścian i sufitów wewnątrz budynków z wymogami dotyczącymi wyglądu powierzchnia zewnętrzna warstwa jest często płytą gipsową albo panelem drewnopochodnym.

Sztywna nie stężona rama powinna być w stanie opierać się bocznym obciążeniom bez opierania się na dodatkowym systemie wsporczym dla uzyskania stabilności. Praktyczne połączenia są półsztywne z natury i dlatego przegubowe i sztywne warunki są jedynie idealizacjami. Znajdują się zwykle w budynkach jako elementy szybów dźwigowych i schodów. Główną funkcją stężenia jest stawianie oporu siłom bocznym. Budowlane systemy ramowe można podzielić na systemy pracujące na obciążenie pionowe (patrz Rys. 4) i poziome. W niektórych przypadkach, system pracujący na obciążenie pionowe również ma



zdolność by stawić opór siłom poziomym. Jest więc niezbędne, aby określić dwa źródła oporu i porównać ich zachowanie względem obciążeń poziomych [2].

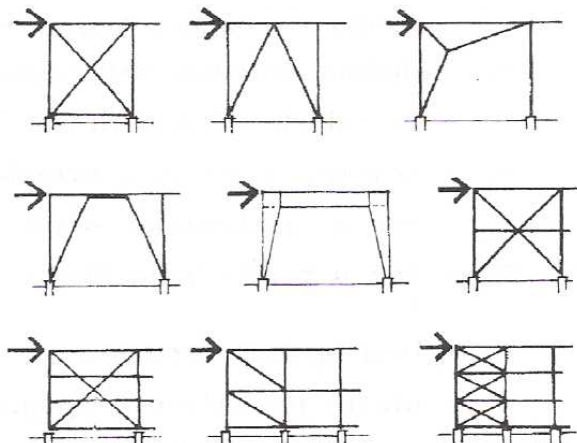


Fig. 4 Stężenia drewnianych układów ramowych [6]

Identyfikacja ram chwiejnych i niechwiejnych w budynku jest przydatna do oceny bezpieczeństwa konstrukcji względem niestabilności. W projektowaniu ram budynków wielokondygnacyjnych wygodnie jest odizolować słupy od rami i traktować stabilność słupów i stabilność ram jako niezależne problemy. Jeśli są stosowane stężenia to muszą być odpowiedniej wielkości i z połączeniami zaprojektowanymi tak, aby przenieść ich obciążenia. Należy uważać, aby stężenia nie wywoływały w kratownicach niepożądanych momentów zginających (jeśli zamiast masywnego dźwigara jest używana kratownica). Cała rama, składająca się ze słupów, kratownic i stężeń, powinna być przeanalizowana i być zaprojektowana konstrukcyjnie [2].

Budynki o ramach drewnianych są często pokryte metalowymi panelami dachowymi podpartymi na drewnianych płatwiach, które biegną pod kątem 90 stopni do dźwigara albo słupa. Panele te posiadają odporność na ścinanie od sił bocznych w budynku. Każde obciążenie jest siłą boczną równą obciążeniu wiatrem (albo sejsmicznemu) dopływającemu do rami budynku. Sztywność na ścinanie panela dachowego jest kombinacją sztywności na ścinanie, sztywności łączników i udziału belek w zapobieganiu wybożenia poszycia. Sztywność paneli jest określona przez badanie szczególnych konstrukcji panelowych [3].



## 4 Kryteria projektowe drewnianych kratownic, ram i łuków

Kryteria projektowe drewnianych kratownic, ram i łuków są takie same jak te dla belki drewnianej lub jakiegokolwiek elementu drewnianego i powinny być też one sprawdzane naprężeniowo (SGN) oraz pod względem ugięcia (SGU).

### 4.1 SGN dla kratownic i ich elementów

Kryteria projektowe kratownic są podobne do tych dla belek. Dopuszczalne zginanie, rozciąganie, ściskanie i naprężenia ścinające są ograniczone przez wybór klasy drewna (jakość) i skutek przez jego wytrzymałość obliczeniową. Ściskanie prostopadłe do włókien przy podporach kratownicy musi być sprawdzone przy wszystkich projektach kratownic. Połączenia w podparciu kratownicy dachowej muszą również być zaprojektowane na podciśnienie od działania wiatru. Rzeczywiste obciążenia stałe mogą być znacznie mniejsze od projektowych, stąd należy uwzględniać niewiększe wartości niż rzeczywiste przy projektowaniu konstrukcji na podciśnienie.

Rozciągane i ściskane (czasami ze zginaniem) elementy pasa dźwigara i stężenia (ukośnego i pionowego) muszą być sprawdzone ze względu na stan graniczny nośności, zdefiniowany w Eurocode 5 [4], Dział 6. Siły rozciągające i ściskające (a czasami i momenty zginające) są ograniczone przez wybór jakości drewna i jego wytrzymałości obliczeniowej. Bardzo często udział lokalnych momentów zginających może zostać pominięty. Zaleca się, w przypadku uproszczonej analizy kratownic, które są obciążone w węzłach, aby naprężenia rozciągające i ściskające jak również nośność połączeń powinny być ograniczone do 70% dopuszczalnych wartości. Zewnętrzne elementy w kratownicach muszą być potraktowane w projekcie jako belki ciągłe, jeśli elementy naprawdę pokrywają dwa albo więcej przęseł (pól). Dla kratownic, które są obciążone w przeważającej mierze w węzłach (gdy wyboczenie nie jest rozważane), suma wyężenia od połączonego zginania i osiowego naprężenia ściskającego nie powinna przekraczać 0.9. We wszystkich innych warunkach, Eurocode 5 [4], ma również zastosowanie Rozdział 9.2.1.

Dla słupów kratownicy o konfiguracji prętów N albo V z połączeniami klejonymi albo gwoździowanymi, mają zastosowanie założenia wyrażone w Eurokodzie 5 [4], Rozdział C.4.1. Dla naprężeń w słupie i analizy wyboczeniowej, jest zalecane wykorzystanie Eurokodu 5 [4], Rozdział C.4 i 6.3.

Dla elementów ściskanych, efektywna długość elementu przy weryfikacji w płaszczyźnie (analiza wyboczeniowa) powinna być ogólnie przyjęta jako odległość między dwoma przyległymi punktami elementów dochodzących. Dla kratownic w pełni ztriangulowanej, efektywna długość słupa dla elementów ściskanych powinna być wzięta jako długość przęsła jeśli elementy są jednoprzęsłowe, bez sztywnych połączeń, jak również dla dwu- i więcej przęsłowych, i nie są obciążone bocznie. Odpowiedni sprawdzenie powinno objąć stabilność boczną elementów (spoza płaszczyzny, patrz również dział 4.4).

## 4.2 Kryteria SGN dla ram i łuków

Efekty ugięcia wywołanego siłami wewnętrznymi i momentami mogą być brane pod uwagę przez dokonanie liniowej analizy efektów drugiego rzędu, z założeniami określonymi w Eurokodzie 5 [3], Rozdział 5.4.4. Kryteria naprężeniowe elementów z obciążeniami złożonymi takimi jak rozciąganie i ściskanie z jednoczesnym zginaniem ukośnym są opisane przez wyrażenia podane w Eurokodzie 5 [3], rozdziały 6.2.3, 6.2.4 zaś rozważania nad zadaniem stabilności przez wyrażenia podane w Eurokodzie 5 [3], rozdziały 6.3.2, 6.3.3. Jeśli jedno albo więcej obciążeń we wspomnianych wyrażeniach nie występuje, wyrażenia stają się prostsze (krótsze) o niektóre warunki naprężeniowe. Elementy muszą również mieć sprawdzone stany wywołane przez siły tnące albo momenty skręcające, lub też przez kombinację obydwóch.

Boczna stabilność skrętna łuku albo elementu ramy powinna być sprawdzona zgodnie z Eurokodem 5 [3], Rozdział 6.3.3.

Dla elementów ścisanych, efektywna długość elementu dla weryfikacji w płaszczyźnie obciążenia (analiza wyboczeniowa) powinien ogólnie być przyjęta jako odległość między dwoma przyległymi punktami zabezpieczenia przed wyboczeniem. Dla drewnianych ram przesuwnych, efektywne długości elementów są pokazane na Rys. 5 i Rys. 6 (zazwyczaj wszystkie proste drewniane ramy bez stężenia są traktowane jako przesuwne).

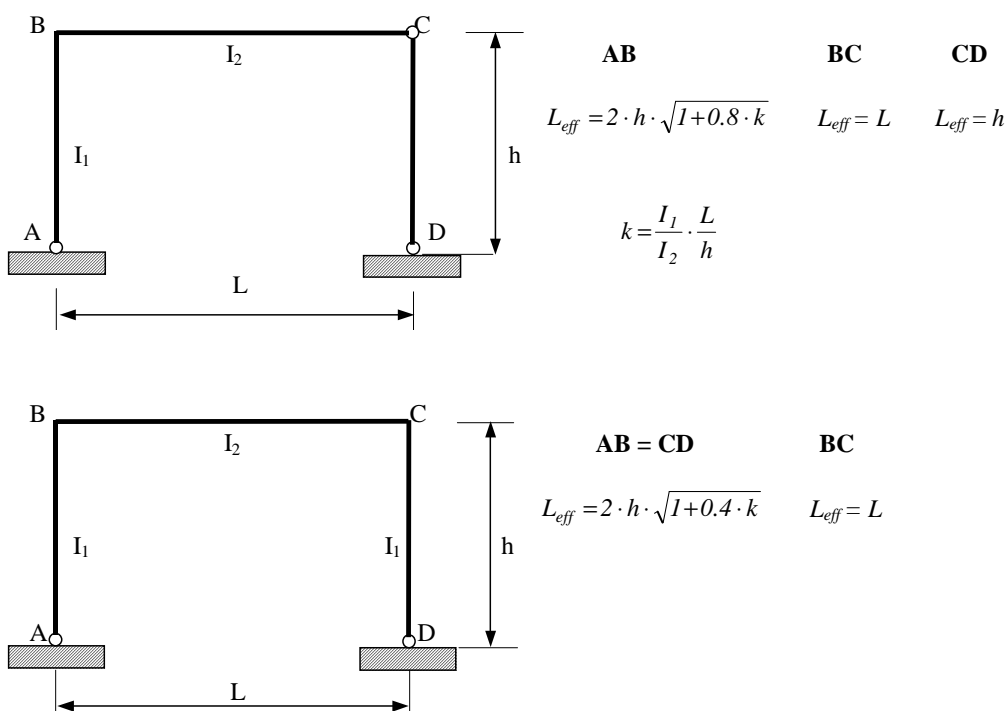


Fig. 5 Efektywna (wyboczeniowa) długość elementów ramy

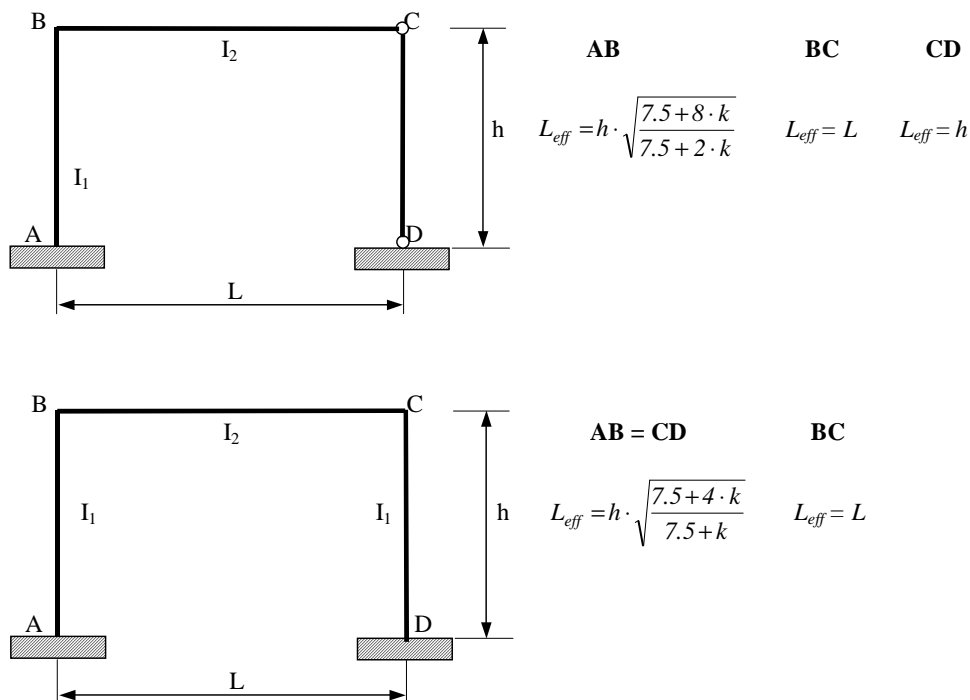


Fig. 6 Efektywna (wyboczeniowa) długość elementów ramy, cd.

Współczynnik  $k$  oznacza sztywność elementu dochodzącego do końca elementu i jest określony jako:

$$k = \frac{E_1 \cdot I_1 \cdot l}{E_2 \cdot I_2 \cdot h} \quad (11.1)$$

W ramie nieprzesuwnej (stężonej), efektywna długość elementu jest zdeterminowana przez odizolowany element ramy i traktuje się stabilność elementu jako niezależne zadanie. W takich przypadkach efektywna (wyboczeniowa) długości elementu drewnopochodnego wynosi: dla obustronnie zocowanego  $L_{eff}=0,65L$ ; dla dwuprzegubowego  $L_{eff}=1,0L$ ; dla przegubowo-sztywnego  $L_{eff}=0,8L$ ; dla wspornikowego  $L_{eff}=2,0L$ , gdzie  $L$  oznacza konstrukcyjną długość elementu. Należy sprawdzić, czy stabilność boczna (spoza płaszczyzny) ramy jest odpowiednia.

Dla analizy stabilności łuków w ich płaszczyźnie, są dopuszczalne następujące wartości długości efektywnej: dla obustronnie zocowanego łuku pod obciążeniem symetrycznym  $L_{eff}=0,5s$ ; dla dwuprzegubowego łuku pod obciążeniem symetrycznym  $L_{eff}=0,625s$ ; dla trójprzegubowego łuku pod obciążeniem symetrycznym  $L_{eff}=0,7s$ ; dla dwu albo trójprzegubowego łuku pod obciążeniem nie-symetrycznym  $L_{eff}=0,5s$ ; ( $s$  - patrz Rys. 7).

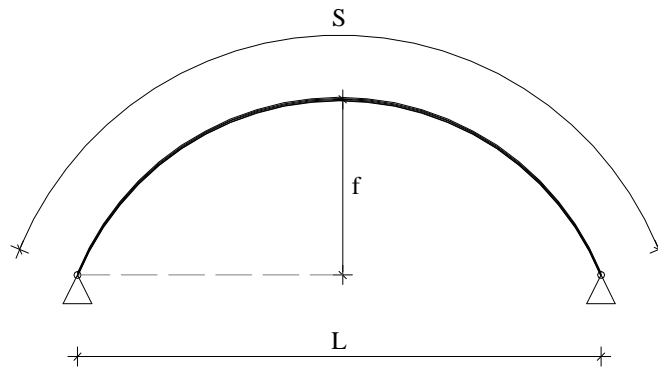


Fig. 7 Efektywna długość łuku

Dla większych elementów łukowych, słuszne są następujące wyrażenia (patrz Rys. 6):

$$L_{\text{ef}} = 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{1 + 6.15 \cdot k} \quad k = \frac{f}{l} \quad \text{łuk dwuprzegubowy} \quad (11.2)$$

$$L_{\text{ef}} = \frac{l}{1.75} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k} \quad k = \frac{f}{l} \quad \text{łuk trójprzegubowy} \quad (11.3)$$

Należy wykonać odpowiednie sprawdzenie stabilności bocznej łuku (spoza płaszczyzny).

### 4.3 Połączenia

W ogólności wpływ poślizgu w połączeniach powinien być brany pod uwagę przez ich sztywność (na przykład obrotową albo translacyjną) albo przez określoną wartość poślizgu będącą funkcją obciążenia połączenia. Łączniki we wszystkich połączeniach węzłowych powinny spełniać kryteria SGN, zgodnie z Eurokodem 5 [4], Rozdział 8. Analiza ramy powinna być przeprowadzona z wykorzystaniem odpowiedniej wartości sztywności elementu. Fikcyjne elementy belkowe powinny być mieć sztywność korespondującą z tą w rzeczywistych połączeniach.

Węzły w kratownicach powinny być w stanie przenosić siły, które mogą powstać podczas ich transportu i wznoszenia, zgodnie z Eurokodem 5 [4], Rozdział 9.2.1. W większości przypadków można założyć, że elementy kratownicy są połączone za pomocą metalowych łączników, ponieważ połączenia klejone są rzadko stosowane w kratownicach. Siły osiowe w elementach powinny być określone na podstawie tego, że każde połączenie tworzy węzeł trzpieniowy, jeśli umiejętnie stosujemy połączenia na łączniki metalowe. Elementy drewniane albo elementy wzmocnione stalą mogą być połączone jako dwucięte albo jednocięte ze stalowymi lub drewnianymi elementami. Tylko symetryczne połączenia są zalecane do użytku aby zapobiegać innemu niż przypadkowy mimośród, który jest konsekwencją niedoskonałego kształtu konstrukcji. Połączenia wytworzone za pomocą perforowanych metalowych łączników płytkowych powinny zawierać płytki takiego samego typu, wielkości i orientacji, położone na każdym boku elementów drewnianych. Płytki powinny spełniać kryteria podane w Eurokodemie 5 [4], Rozdział 8.8. Połączenia stykowe stosowane w konstrukcjach siatkowych mogą być traktowane jak sztywne rotacyjnie, jeśli rzeczywisty obrót na skutek obciążenia nie wywiera znacznego efektu w porównaniu z siłami



elementowymi. Wymagania te są spełnione gdy spełnione są warunki zawarte w Eurokodzie 5 [4], Rozdział 5.4.2 (9).

#### 4.4 Stężenie kratownic, ram i łuków pojedynczych i zgrupowanych

Dla pojedynczych elementów ściskanych takich jak pojedyncza kratownica, rama albo ich elementy, wymagające podparcia bocznego w odstępach "a", początkowe odchylenia ze linii prostej między podparciami powinny mieć wielkość  $a/500$  dla glulamu albo LVL, i  $a/300$  dla innych elementów. Każda podpora pośrednia (element stężący) powinien mieć minimalną sztywność sprężystą "C" opisaną przez wyrażenie w Eurokodzie 5 [4], Rozdział 9.2.5.2 i powinien przenieść obliczeniową siłę stabilizującą ( $F_d$ ), która jest również zawarta w Eurokodzie [4], Rozdział 9.2.5.2. Niebezpieczeństwo z bocznej niestabilności skrętnej może z powodzeniem być zażegnane dzięki efektywnym systemom stężącym jak w Eurokodzie 5 [4], Rozdział 9.2.5.2 (4) Dla szeregu n równoległych elementów jak systemy kratownic, ram albo łuków, które wymagają bocznych poparcí przy węzłach pośrednich, powinien być zapewniony system stężeń, który (oprócz efektów od poziomych obciążeń zewnętrznych, jak np. wiatr), powinien zapewnić wewnętrzną obciążenie  $q_d$  na jednostkę długości, jak to opisano w Eurokodzie 5 [4], Rozdział 9.2.5.3. Poziome ugięcie takiego systemu stężącego wywołane siłą  $q_d$  i jakimkolwiek innym zewnętrznym obciążeniem nie powinno przewyższać  $L / 500$ . Przykład takiego systemu stężącego, zarówno dla ramy jak i systemu łukowego jest pokazany na Rys. 7 (podobny do systemu kratowego).

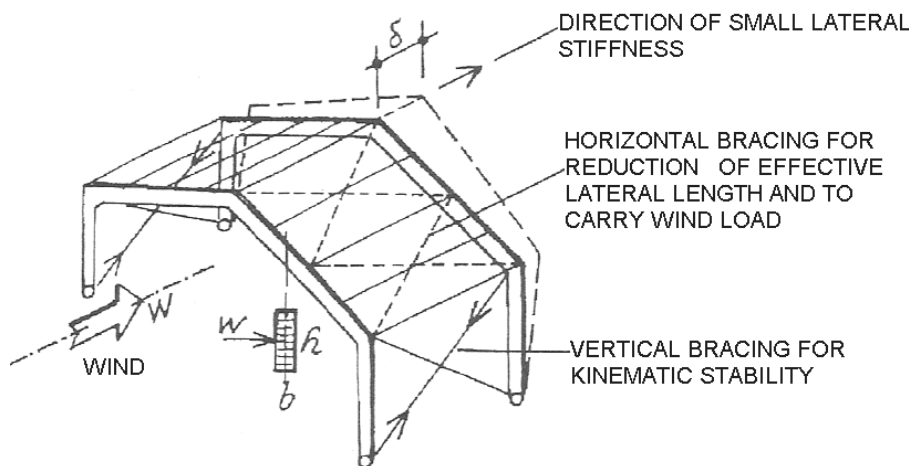


Fig. 8 System stężenia ram [6]

#### 4.5 Kryteria SGU w projektowaniu drewnianych kratownic, ram i łuków

Stany graniczne użyteczności dla ugięć wymagają, aby maksymalne początkowe i ostateczne ugięcie było określone w określonym zakresie. Początkowe odkształcenie sprężyste może być obliczone z następującego wyrażenia:

$$u_{inst} = u_{inst,M} + u_{inst,V} + u_{inst,N} = \int_S \frac{M_{y(x)} \cdot \bar{M}_{y(x)}}{E_{mean} \cdot I_{y(x)}} dx + \int_S \frac{V_{z(x)} \cdot \bar{V}_{z(x)}}{G_{mean} \cdot A_{S(x)}} dx + \int_S \frac{N_{x(x)} \cdot \bar{N}_{x(x)}}{E_{mean} \cdot A_{(x)}} dx \quad (11.4)$$



Ponieważ elementy są połączone sprężysto, ich sztywność spada. W analizie MES rozważamy sprężystość węzłową (na przykład w elementach kratownicy) w taki sposób, że pola przekroju poprzecznego  $A_m$  ze wszystkich elementach (które są sprężysto połączone z pasem) są zastąpione przez fikcyjny zmniejszony przekrój poprzeczny  $A_m^*$ , wg Stecka [5]. Należy zauważyć, że forma  $A_m^*$  może również być używana do obliczania sił wewnętrznych, ale po uwzględnieniu zredukowanej wartości sztywności łączników. W tym przypadku, rozważamy  $K_u = 2/3 < K_{ser}$ , zamiast  $K_{ser}$  zgodnie z Eurokodem 5 [4], Dział 7.

Całkowite ugięcie nie powinno przekraczać zakresu wartości ograniczających dla ugięcia belek, zależnie od poziomu odkształcenia uznanego za dopuszczalne. Natychmiastowe i końcowe ugięcie jest ograniczone do zalecanych wartości podanych w Tabeli 7.2 z Eurokodu 5 [4]

W konstrukcjach składających się z elementów, części i połączeń o takim samym charakterze pełnienia przy założeniu liniowego związku pomiędzy oddziaływaniami a odpowiednimi odkształceniami, finalne odkształcenie,  $u_{fin}$ , może być obliczone zgodnie z Eurokodem 5 [4], Rozdział 2.2.3.

## 5 Literatura

- [1] Šilih, S., Premrov, M., Kravanja, S.;  
“Optimum Design of Plane Timber Trusses Considering Joint Flexibility”,  
Engineering Structures 27(1), p. 145-154; 2005
- [2] Chen, W.F.;  
“Handbook of structural engineering”,  
New York, Boca Raton: CRC Press, 1997
- [3] Hoyle, R.J., Woeste, F.E.;  
“Wood Technology in the Design of Structures”,  
Ames, Iowa: Iowa State University Press, 1989
- [4] CEN/TC 250/SC5 N173,  
“EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1: General rules  
and rules for buildings”,  
Brussels, 2004
- [5] Steck, G.;  
“Fachwerkbinder aus Brettschichtholz und Vollholz”,  
from “STEP 2 – Holzbauwerke: Bauteile, Konstruktionen, Details nach Eurocode 5”,  
Chapter E7/1-12, Düsseldorf: Fachverlag Holz; 1995 (in German).
- [6] Gojkovič, M., Stojič, D.;  
“Drvene konstrukcije”,  
Beograd, Faculty of civil engineering, Grosknjiga, 1996

Rozdział 11 został opracowany przez: Miroslav PREMROV i Matjaz TAJNIK, Faculty of Civil Engineering, University of Maribor / Slovenia.



## KONSTRUKCJE PRZESTRZENNE

### 1 Wstęp

Rozdział ten dotyczy drewnianych konstrukcji przestrzennych, głównie dachów. Konstrukcje te reprezentują ,robiące wrażenie technicznie i ekonomicznie, architektonicznie imponujące sposoby szerokich przekryć dachowych.

### 2 Specification of spatial structures

Termin konstrukcja przestrzenna może być zrozumiany jako systemy konstrukcyjne, które mogą przenieść wszystkie obciążenia wprost na podpory i fundamenty. Przestrzenna konstrukcja wygląda na jeden moduł - obiekt przestrzenny. Projektując i badając konstrukcje przestrzenne trzeba brać pod uwagę wzajemną współpracę pojedynczych części nośnych. Nie można stosować rozwiązywać tego zadania przez rozkład konstrukcji na oddzielne, niezależne części, ponieważ nie korespondowałyby to z prawdziwym zachowaniem konstrukcji.

W przyrodzie można znaleźć wiele inspirujących przykładów "konstrukcji przestrzennej", takich jak skorupki jajka albo łupiny orzecha, pajęczyny, bańki mydlane, muszle, itp. W inżynierii wodno-ładowej można również znaleźć przykłady konstrukcji przestrzennych, nawet ze Starożytności. Na przykład, kopuła Panteonu w Rzymie zbudowana przez Agrippa w 27 B.C., która była największą kopułą do współczesnych czasów z rozpiętością 43m. Innym przykładem są namioty azjatyckich koczowników stepowych.

Rozwój konstrukcji przestrzennych zaczął się silnie w latach 50 latach w związku z rozwojem techniki komputerowej i oprogramowania. Rozwój ten również może być zauważony w obszarze przestrzennych konstrukcji drewnianych.

Wykorzystanie konstrukcji przestrzennych daje pewne zalety w porównaniu z konstrukcjami płaskimi:

- Wszystkie konstrukcyjne elementy przyczyniają się nośności, co często prowadzi do oszczędności materiałowych.
- Obciążenia są rozprowadzone na podpory bardziej równomiernie.
- Jest bogatszy wybór podparć i kształtów (zmiennosc).
- Ugięcia są zredukowane w porównaniu z konstrukcjami płaskimi o podobnej wadze.



- Konstrukcje przestrzenne zapewniają wręcz nadmiar niezawodności. Awaria ograniczonej liczby elementów niekoniecznie prowadzi do ogólnej katastrofy konstrukcji, wskutek czego mają one dużą odporność na uszkodzenia spowodowane przez ogień, wybuch albo aktywność sejsmiczną.
- Konstrukcje przestrzenne są zazwyczaj modułowe, co umożliwia wysoki stopień prefabrykacji i związane z tym zalety (precyzja wykonania, łatwiejszy transport i montaż).
- W przestrzennej konstrukcji nośnej łatwiej jest montować instalacje.
- Przestrzenne konstrukcje zazwyczaj wyglądają bardzo estetyczne i nietypowo.
- Wykorzystanie konstrukcji przestrzennych, ma jednakże też wady, do których zaliczamy:
  - Są kosztowne w porównaniu z alternatywnymi systemami konstrukcyjnymi, zwłaszcza przy krótkich rozpiętościach.
  - Liczba i złożoność węzłów mogą prowadzić do dłuższego czasu wznoszenia, zależnie od typu węzłów i modułu rusztu.
  - Kiedy wymagane jest zabezpieczenie przeciwpożarowe są droższe z powodu wielkiej liczby i stosunkowo dużej powierzchni efektywnej elementów.

### 3 Klasyfikacja konstrukcji przestrzennych

Konstrukcje przestrzenne mogą być podzielone według wielu różnymi kryteriów. Podstawowa klasyfikacja dotyczy:

- Kształtu geometrycznego
- Konstrukcji
- Powierzchni konstrukcji

#### 3.1 Kształt geometryczny

Geometryczne formy konstrukcji przestrzennych mogą być podzielone według różnych punktów widzenia. Płaszczyzny konstrukcji przestrzennych mogą być utworzone przez translację albo obrót segmentów albo krzywych, zgodnie z zasadami geometrii wykreślnej. Na przykład, powierzchnia cylindra może być scharakteryzowana jako powierzchnia obrotowa powstała przez obrót linii wokół środka obrotu albo jako translację powierzchni stożkowej wzdłuż linii. Podobnie, paraboloida hiperboliczna może być przedstawiona jako powierzchnia założona przez system linii łączących punkty na dwóch nie przecinających się liniach albo może być utworzony przez translację paraboli w parabolę. Kształt geometryczny powinien być określony z punktu widzenia jego **zachowania statycznego i analizy konstrukcyjnej**. Jej krzywizna ma największe konsekwencje dla **statycznej efektywności** konstrukcji przestrzennych.



Konstrukcje przestrzenne mogą być podzielone na:

- Płytowe
- Tarczownicowe
- Powłokowe jednokrzywiznowe
- Powłokowe dwukrzywiznowe

### 3.2 Konstrukcja

Projektowanie konstrukcyjne uchwyci sposób realizacji, tj. konstrukcyjną aplikację szczególnej powierzchni geometrycznej. Na przykład, powierzchnia walcowa może być zaprojektowana w formie sklepienia albo może być podwieszona. Może być też stworzony dach jednospadowy.

### 3.3 Konstrukcja powierzchniowa

Uzyskana część nośna płaszczyzny konstrukcji przestrzennej (bez pokrycia dachowego i warstw izolacji) może być stworzony jako **ciało stałe**, który jest powierzchnią ze zwężoną ku końcowi grubością, która może być zmieniona na powierzchni z powodu naprężenia. Ten typ konstrukcji nazywa się **strukturą ciągłą**. Ciągłe **konstrukcje zbrojone** są stworzona przez zbrojenie konstrukcji ciągłej żebrami w pewnych odległościach na całej powierzchni. Konstrukcja netto powstaje gdy powierzchnia składa się z kratownic leżących na jednej płaszczyźnie (albo na zakrzywionej powierzchni), połączonych w węzłach. Konstrukcja **sieciowa** powstaje, kiedy pręty nie znajdują się w jednej płaszczyźnie i węzły są przestrzenne, powstaje tak zwana **ramowa** konstrukcja. Przy dużych rozpiętościach, kiedy mamy często wyboczenie powierzchni, które jest kryterium nośności, jest możliwy do zaprojektowania system konstrukcyjny **dwu-powłokowy**.

Z innego punktu widzenia, konstrukcje przestrzenne mogą być podzielone na kratownicowe, ciągłe (*solid*) albo kombinowane. Konstrukcje oparte na kratownicy są stworzone przez przestrzennie ustawione i nawzajem połączone kratownice. Konstrukcje ciągłe (tarczownice i powłoki) są tworzone przez elementy płaskie. Konstrukcje kombinowane są tworzone przez wzajemne połączenie prętów i elementów powierzchniowych w węzłach i wzdłuż brzegów

## 4 Typy przestrzennych konstrukcji dachowych

### 4.1 Konstrukcje płytowe

Geometrycznie, konstrukcje płytowe mogą być określone przez płaskie powierzchnie środkowe. Ta kategoria jest reprezentowana przez płyty sufitowe i płyty z konstrukcjami siatkowymi. Kasetony są płytami z ciągle wzmocnionymi konstrukcjami składającymi się z ramy z poszycia z płyt wielko-powierzchniowych.

Płyty ze strukturą siatkową mogą być, zależnie od orientacji konstrukcji nośnej, zaprojektowane w systemach ortogonalnych albo ukośnych. Formalnie rzecz biorąc,





najtrudniejszy szczegół określają węzły konstrukcji; są to miejsca krzyżowania się prętów, gdzie trzeba eliminować osłabienie elementów w maksymalnym stopniu.

## 4.2 Tarczownice

Tarczownica jest elementem nośnym składającym się z cienkościennych elementów belkowych. Drewnopochodne płyty tarczownicowe były produkowane od połowy dwudziestego wieku. Ściany są zazwyczaj zaprojektowane z płyt wielkowymiarowych (zazwyczaj sklejki) połączonych skośnie pod kątem  $40^\circ$  -  $50^\circ$ . Zaletą konstrukcji szczytowych jest ich konstrukcyjną różnorodność i wyższą statyczną efektywność, w porównaniu z innymi konstrukcjami płaskimi.

## 4.3 Powłoki

Powłoki są cienkimi i sztywnymi membranami, które samodzielnie tworzą pokrycie dachowe, wliczając w to konstrukcję nośną i powierzchnię dachu. Grubość powłoki jest niewielka w porównaniu do swoich wymiarów. Wytrzymałość i sztywność powłoki zależą od jej krzywizny. Powłoki mogą być jedno- albo dwukrzywiznowe. Powierzchnie jednokrzywiznowe są zazwyczaj sztywniejsze niż jednokrzywiznowe. Szczupłość powłoki jest możliwa dzięki zachowaniu jako konstrukcja powierzchniowa; jednakże, jest to uwarunkowane przez projektowanie wysokiej jakości, wyraźnie zaprojektowane detale i ostrożny montaż. Konstrukcję powłokową może być zarówno zwarta (zrobiona warstw sklejonych desek) albo ciągle wzmocniona, albo o konstrukcji siatkowej (lamelle).

### 4.3.1 Powłoki jednokrzywiznowe

Powłoki jednokrzywiznowe są podparte na elementach wiązania czołowego, przez co tworzą bezramowe ciało o określonej średnicy, albo są wsparte wzdłuż obwodu, tworząc sklepienia.

Ta kategoria obejmuje powierzchnie walcowe i konoidy.

Sklepienia laminowane są zazwyczaj projektowane jako powierzchnie podparte cylindrycznie, podparte zazwyczaj skokowo. Tworzącą jest zazwyczaj koło.

Przykład sklepienia laminowanego o rozpiętości 30 m, wysokości 17m i długości 42 m jest pokazany na Rys. 1. Sklepienie takie zostało zastosowane w hali sportowej z lat 50-tych w mieście Ostrawa (Czechy), i wciąż spełnia swoje funkcje. Lamela tworząca sklepienia jest zrobiona z kształnego drewna o średnicy 45/270mm. Lamelle łączą śruby stalowe. Rys. 2 pokazuje szczegół połączenia lameli przy szczycie kopuły.



Fig. 1 Sklepienie lamelowe dachu hali sportowej



Fig. 2 Detal połączenia lameli dachu hali sportowej

#### 4.3.2 Powłoki dwukrzywiznowe

Kategoria ta zawiera dwie obrotowe symetryczne struktury na rzucie kołowym albo wieloboku (kopuła) i powierzchnie translacji w dowolnej płaszczyźnie.

#### 4.3.3 Powierzchnie obrotowe – kopuły

Kopuły są konstrukcjami powłokowymi, które przenoszą obciążenia głównie przez siły błonowe. Ta bardzo wydajna droga przenoszenia sił jest osiągnięta przez ściskanie, rozciąganie i siły tnące w płaszczyźnie powłoki, która oznacza, że naprężenia są równo rozdzielone w przekroju poprzecznym i stąd są możliwe do zbudowania elementy

cienkościenne . Dlatego, te szczupłe konstrukcje muszą być odpowiednio ocenione w związku z problem stateczności miejscowej (ściskanie powoduje odchylenia od płaszczyzny powłoki).

Kopuły mają zazwyczaj formę geodezyjną. Kopuły o zwartej konstrukcji zostały przyniesione rzadko i na niewielkich rozpiętościach. Zwykle tworzy się kopuły wzmocnione ciągle (z żebrami rozchodzącymi się promieniście) albo jako konstrukcje siatkowe. Kopuły ze konstrukcją siatkową są popularniejsze od kopuł zwartych z powodu łatwiejszego wykonania powierzchni dwukrzywiznowej z węzłami przestrzennymi. Przykłady typów kopuł ze konstrukcją siatkową są pokazane na Rys. 3.

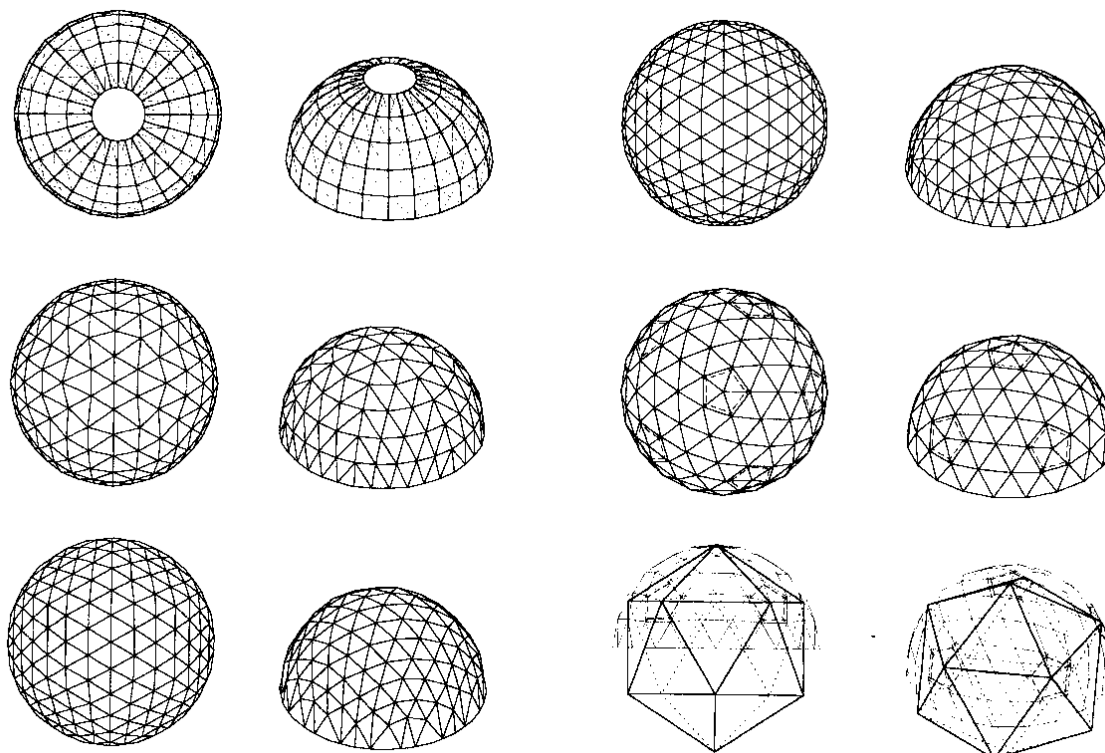


Fig. 3 Typy kopuł siatkowych: górna lewa – radial rib dome, środkowa lewa – triangular dome, dolna lewa – hexagonal dome, górna prawa – ensphere dome, środkowa prawa – geodesic dome, dolna prawa – geodesic derivation.

An example of a sports hall dome with bearing radial ribs is shown in Fig. 4. The dome span is 105 m, the camber of 18.5 m, the radius of curvature of the central line is 85 m. The hall was built in Žilina (Slovakia) in 1982. The load bearing system consists of 44 semiarches made of glue laminated timber. The arches are anchored into the foundation reinforced concrete vault impostes, which are mutually connected by a footing circumferential ring. At the peak, the arches are connected to a steel lantern opening with a diameter of 5 m. The depth of section of the arch made of glue laminated timber is variable (800 to 1900 mm) and the width is constant – 240 mm. Lamellas of thickness of 32 mm are glued together with FR-63 glue.





Fig. 4 kopuła hali sportowej w Žilinie (Słowacja)

Rysunki 5 i 6 pokazują kopułę hali sportowej pokrywającej dach Tacoma Dome w USA o rozpiętości 160 m. Hala została otwarta w 1983 roku, i jest jedną z największych drewnianych hal na świecie, jeśli chodzi o rozpiętość. Geometryczny system kopuły reprezentuje połączenie kopuł heksagonalnych i trójkątnych. System nośny kopuły składa się z siatki kratownic z drewna klejonego. Zewnętrzny pierścień trójkątnej kopuły jest wykonany aby uniknąć nieregularnej krawędzi kopuły heksagonalnej. Wszystkie pozostałe wewnętrzne pierścienie są uformowane jako kopuły heksagonalne z żebrami, równoległymi w trzech osiach. Elementy główne są wykonane z daglezji o szerokości 170-220mm i wysokości 750mm. W połączeniach wykorzystano płytki stalowe i śruby. Poszycie stanowią deski z daglezji, łączone na wpust i pióro grubości 50mm. Jako podparcie służy żelbetowy pierścień sprężony. Do wzniesienia dachu wystarczyły dwa miesiące (!).



Fig. 5 Tacoma Dome w USA (z: internet)



Fig. 6 Konstrukcja wsporcza Tacoma Dome w USA (z: internet)

#### 4.3.4 Powłoki podwieszane

Powłoki zawieszane są ciekawą odmianą powłok, które są głównie napięte przez rozciąganie w swojej płaszczyźnie. Dzięki stabilizacji kształtu, głównie przeciwko ssaniu wiatru i w celu wstępnego napięcia, powłoki te powinny być zagięte w dwóch kierunkach. W przypadku drewna te lekkie konstrukcje są ciągle wzmocnione przez żebra.

Przykładem takiej struktury podwieszanej jest dach EXPO 2000 w Hanowerze (Rys. 7). Ogromne wolnostojące przerycie składa się z kwadratowych okapów, każdy pokrywający obszar z 39 x 39m, składający się ze wsporników i powłok wzmocnionych ciągle, umieszczonych na słupie/wieży o wysokości 18m. Słupy składają się z 4 części o przekroju stożkowym. Projektując ten dach, trzeba było wziąć pod uwagę asymetryczne obciążenie śniegiem i ciśnienie wiatru.



Fig. 7 Pavilion covering - EXPO 2000 in Hannover (z: internet)





Innym przykładem jest dach w Kościele Niepokalanego Poczęcia w Pradze-Strašnicach (Rys. 8). Drewniana konstrukcja kościoła przyjmuje kształt podobny do czworobocznej piramidy, położonej na żelbetowej, kwadratowej podstawie (30 x 30m). Ostrosłup ma wysokość 23,5m. Główna konstrukcja podpierająca składa się z węzłów narożnikowych ze środkową kolumną z drewna klejonego. Węzły są połączone stalowymi płytkami i gwoździami. Drewniane pokrycie dachowe jest zrobione w formie paraboloidy hiperbolicznej. Powłoka składa się z czterech warstw krzyżujących się lameli. Dwie najniższe warstwy mają puste przestrzenie i tworzą sufit. Wszystkie warstwy o całkowitej grubości 68 mm są połączone gwoździami i sklejone nawzajem na brzegu powłoki. Konstrukcja powłoki była zaprojektowana z wykorzystaniem teorii błonowej, bez wykorzystania techniki komputerowej.



Fig. 8 Kościół Niepokalanego Poczęcia w Pradze-Strašnicach

## 5 Zakończenie

Przestrzenne konstrukcje drewniane pokryć dachowych stanowią dużą i różnorodną grupę konstrukcji w zasadzie o dowolnej strukturze, które mogą spełniać żądania architektów i konstruktorów w związku z pokryciami dachowymi. Ponadto, niemal zawsze dotyczy to konstrukcji oryginalnych i robiących ogromne wrażenie estetyczne.



## 6 Literatura

- [1] Herzog, T. et. al.;  
“Timber Construction Manual”,  
Birkhäuser – Publisher for Architecture, Basel, ISBN 3-7643-7025-4, 2004
- [2] Müller, Ch.;  
“Laminated Timber Construction”,  
Birkhäuser – Publisher for Architecture, Basel, ISBN 3-7643-6267-7, 2000
- [3] Straka, B., Pechalová, J.;  
“Timber Structures”,  
CERM s.r.o., Brno, ISBN 80-7204-017-0, 1996 (in Czech)
- [4] Kuklík, P.;  
“Timber Structures 1”,  
Nakladatelství ČVUT, Praha, ISBN 978-80-01-03614-3, 2007
- [5] Hrčka, I. a kol.;  
“Design of Timber Structures”,  
ES TU Zvolen, ISBN 80-228-0332-4, 1994 (in Slovak)

Rozdział 12 został opracowany przez: Alois MATERNA and Antonín LOKAJ, Faculty of Civil Engineering, Technical University of Ostrava / Czech Republic.



## DREWNIANE DOMY SZKIELETOWE

### 1 Wstęp

Ostatnio pojawiły się najmocniejsze argumenty przemawiające za budowaniem drewnianych budynków szkieletowych. Nowe i poprawione cechy, przedstawiane już we wczesnym latach 80ych XX wieku, spowodowały rozwój szkieletowego budownictwa drewnianego na świecie. Najważniejsze są następujące zmiany:

- przejście od konstrukcji budowanej na miejscu do prefabrykacji w fabryce,
- przejście do budowania modułowego,
- większy udział drewna klejonego w konstrukcji,
- rozwój od systemów mikropanelowych do makropanelowych prefabrykatów ściennych.

Niemniej, jasne jest że dzisiejsze szkieletowe budownictwo drewniane ma niezwykłą wartość i potrafi spełniać wszystkie wymagania ze strony społeczeństwa i środowiska w którym żyjemy. Istnieje wiele argumentów, przemawiających za drewnianymi domami szkieletowymi, niech więc wyliczę najważniejsze:

- bardzo dobre właściwości fizyczne (budowli),
- materiały bezpieczne środowiskowo,
- niższe zużycie energii do wytworzenia materiałów budulcowych,
- szybkość budowy,
- bezpieczeństwo sejsmiczne.

Po pierwsze, właściwości fizyczne są najważniejsze. Nie tylko dlatego że w dobrze zaizolowanym obiekcie energia do ogrzewania jest oszczędzana, co jest oczywiście ekologiczne, lecz także użytkownicy mają niezwykle pozytywne odczucia w czasie mieszkania w takich domach. Co więcej, ludzie, który mieszkali w budynkach murowanych to potwierdzają.

Tak naprawdę, przewaga drewna lub gipsu jako najsilniej używanych materiałów w takich domach, powoduje zużycie mniejszej ilości energii do ich produkcji niż cegły, beton albo jakieś inne prefabrykowane produkty.



Innym powodem tego rodzaju budowania jest prędkość budowy z powodu wysokiego stopnia prefabrykacji elementów; budynki są wbudowane przez zasadniczo krótszy okres czasu. Oznacza to że na etapie budowania, minimum czasu jest spędzane w surowych warunkach pogodowych. Również, prawdopodobieństwo późniejszych pretensji jest obniżone. Innym argumentem do budowy budynku drewnianego jest to, że z takimi samymi zewnętrznymi wymiarami, zyskujemy do 10% więcej powierzchni mieszkaniowej. Jak wspomniano wyżej, niższe koszty utrzymania, wysoka wydajność cieplna i niższe prawdopodobieństwo uszkodzenia konstrukcyjnego czyni wybór łatwiejszym dla inwestorów..

Wcześniejsze badania pozwoliły ustalić, że drewniane domy szkieletowe wystawione na działanie trzęsień ziemi wykazały bardzo dobrą sprawność sejsmiczną. Powód tkwi w ich niewielkiej masie i plastycznym zachowaniu węzłów drewnianych.

Obecnie, drewniane budynki szkieletowe rozwijają się na całym świecie. Dla porównania, podano poniżej wartości, w procentach, nowopowstałych drewnianych obiektów mieszkalnych w różnych częściach świata: Kanada 95 %, USA 65 %, Japonia 50 %, Skandynawia 70 %, Wielka Brytania 10 % (Scotland 50 %), Niemcy 7 % (Bawaria 30 %), Austria 8 %, Czechy 2 % i Europa południowa- do 3%. Fakty te pokazują, że są znaczne różnice w ekspansji drewnianych konstrukcji szkieletowych na całym świecie. Są dwa zasadnicze systemy drewnianych domów szkieletowych:

- Systemy słupowo-belkowe,
- Systemy panelowe.

W punkcie 2 przedstawiono krótki przegląd dwóch, najczęściej stosowanych systemów budownictwa szkieletowego. W punkcie 3 opisano główne elementy nośne tych systemów. Przybliżone modele obliczeniowe dla nośnych elementów podłogowych i ściennych są podane w punkcie 4. Dla wyższych ramowych budynków drewnianych, wystawiony na ciężkie siły poziome, trzeba czasami wzmocnić ściany. Niektóre możliwości takiego wzmocnienia zostaną zaprezentowane pokrótce w punkcie 5. Niektóre ważne szczegóły połączeń pokrótce są opisane i schematycznie pokazane w punkcie 6..

## 2 Systemy szkieletowego budownictwa drewnianego

Są dwa zasadnicze systemy drewnianych domów szkieletowych stosowane na świecie:

- Systemy słupowo-belkowe,
- Systemy panelowe.

### 2.1 System słupowo-belkowy

W Ameryce Północnej klasycznie dominują typy, w których główny system nośny konstrukcji stanowi rama zbudowana z belek i filarów, który wykonstruowane ciągle od dołu do dachu (Rys. 1). Z powodu ograniczonej wysokości filarów (maksimum około. 8-10 metrów), wyżej wymienione typy są odpowiednie dla obiektów jedno lub dwu-kondygnacyjnych.





Fig. 1 System belkowo-słupowy

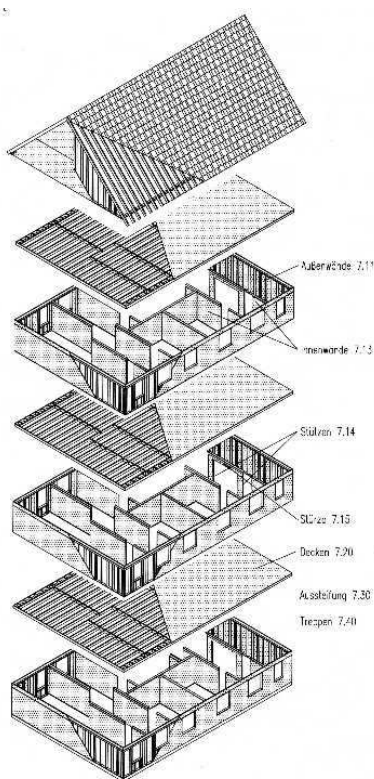
## 2.2 Systemy panelowe

W tym systemie, podstawowym pionowym elementem nośnym są panele ściennie, które składają się z ramy drewnianej i płyt obudowy, podczas gdy poziome elementy nośne podłogowe są płytami skonstruowanymi z belek obudowanych drewnopochodnymi płytami na stronie wierzchniej i dolnej tychże belek. Ponieważ wszystkie elementy są prefabrykowane, wznoszenie jest bardzo szybkie, tak że slogan „dwóch ludzi buduje jeden dom” może być odpowiedni. Wskutek tego, system ten jest bardzo przydatny w budynkach wielopiętrowych; stąd też zainteresowanie tym systemem na świecie wciąż rośnie.

Budowa polega na systematycznym wznoszeniu podłoga-po-podłozie; po tym jak skonstruowane ściany, wznosi się podłogę następnego poziomu, co jest schematycznie przedstawione na Rys. 2a. Wskutek tego, system ten jest bardzo przydatny dla budynków wielopiętrowych.

Zależnie od wymiarów ścian, rozróżniamy mikropanelowe i makropanelowe systemy ściennie. Na przykład, konstrukcja 6-o kondygnacyjnego drewnianego budynku szkieletowego o wymiarach rzutu 38m x 18.60m, zbudowanego z makropanelowego systemu ściennego, jest zaprezentowana na Rys. 2b. Pierwsze dwa poziomy hotelu Dobrava na górze Pohorje w Słowenii są klasyczne - wykonane z żelbetu, podczas gdy cztery górne składają się z prefabrykowanych drewnianej elementów szkieletowych, w detalach opisanych w punktach 3 i 4. Więcej detali o wyżej wymienionym budynku można znaleźć w [1].





a. Schematyczna budowa panelowego systemu ściennego



b. Budynek 6-kondygnacyjny (Hotel Dobrava, góra Pohorje, Slovenia)

Fig. 2 Przykłady konstrukcji panelowych

### 2.2.1 System mikropanelowy

W tym systemie, element ścienny zazwyczaj składa się z trzech drewnianych słupków z ogólną szerokością ściany od 100 do 130cm. System będzie opisany szczegółowo w punkcie 3.

### 2.2.2 System makropanelowy

System makropanelowy był rozwinięty z systemu mikropanelowego w ostatniej dekadzie i stanowi ważny kamień milowy w panelowym budownictwie drewnianym. Celem systemu jest element cało ścienny, wliczając w to okna i drzwi, całkowicie skonstruowane w płaszczyźnie poziomej w fabryce (Rys. 3a) skąd jest przewieziony na miejsce budowy (Rys. 3b). Wskutek tego, ponieważ nie ma praktycznie żadnej potrzeby poziomych połączeń pomiędzy elementami ściennymi, domy są zbudowane w znacznie krótszym czasie w porównaniu z systemem mikropanelowym. Wyżej wymieniony system jest powszechnie używany, szczególnie w Europie Środkowej.



a. Montaż ściany prefabrykowanej



b. Montaż ściany na budowie

Fig. 3 Wytworzenie i montaż ściany

### 3 Opis głównych elementów nośnych

#### 3.1 Prefabrykowane elementy podłogowe

Prefabrykowane mikropanele podłogowe o szerokości od 1000 do 1300mm zazwyczaj składają się z trzech drewnianych belek o wymiarach między 80 a 220mm. Zazwyczaj są one pokryte płytą drewnopochodną (sklejka, płyta wiórowa, OSB, itp.) u góry i płytą pilśniową (FPB), zazwyczaj o typowej grubości 15mm u dołu (Rys. 4).

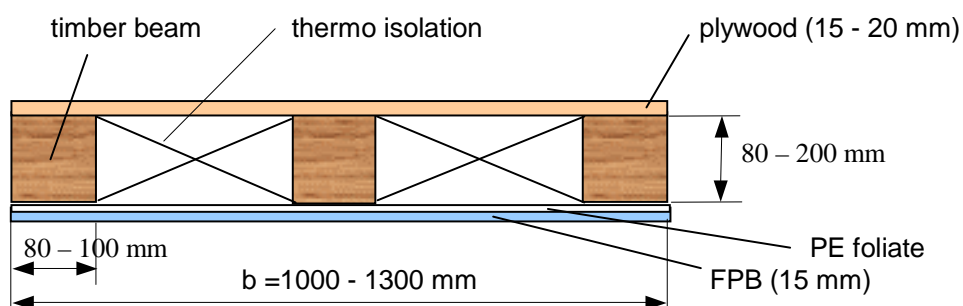


Fig. 4 Budowa prefabrykowanego elementu mikropanelowego podłogi

### 3.2 Prefabrykowane elementy ścienne

Prefabrykowane ściany drewniane, jako główne pionowe elementy nośne, zazwyczaj z typowymi wymiarami  $b = 1250$  mm szerokości i  $h = 2500-2600$  mm wysokości, składają się z drewnianej ramy i z poszycia przymocowanego łącznikami mechanicznymi do obu boków drewnianej ramy (Rys. 5). Dostępne jest wiele typów produktów panelowych, takich jak materiały drewno-pochodne (sklejka, OSB, płyta pilśniowa twarda, płyta wiórowa, itp.) albo tynk i płyty gipsowe (GPB). Elementy te początkowo zostały wprowadzone w Niemczech, a ostatnio najczęściej używane w Europie Środkowej. Między drewnianymi słupkami a dźwigarami jest włożona izolacja cieplna, której grubość zależy z typu ściany (wewnętrzna albo zewnętrzna). Płyty okładzinowe na obu zboczach ściany mogą być przykryte 12.5mm pokryciem gipsowo-kartonowym.

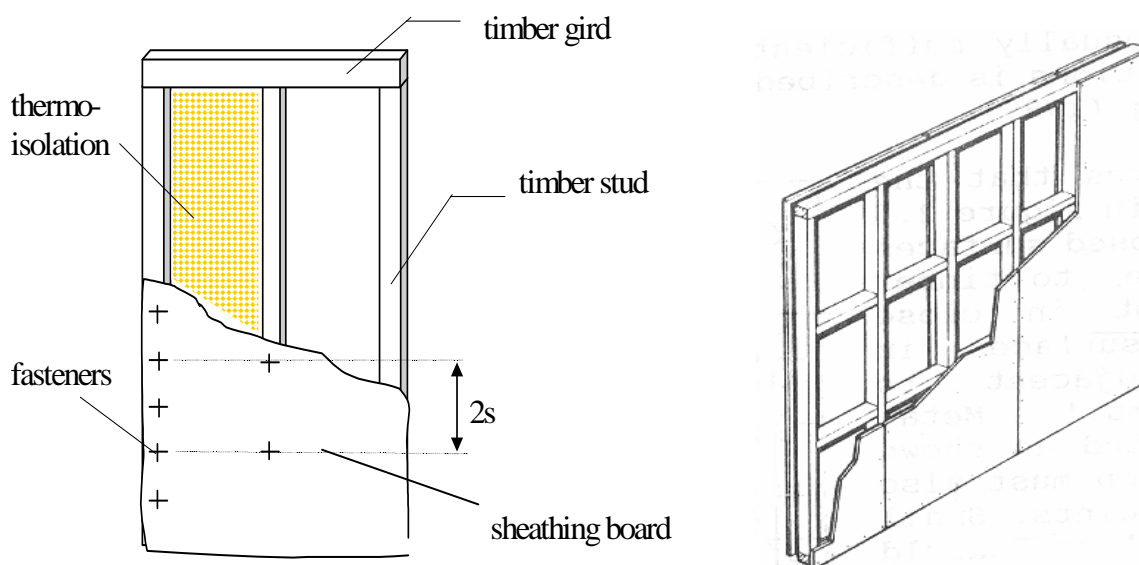


Fig. 5 Budowa elementu ściennego

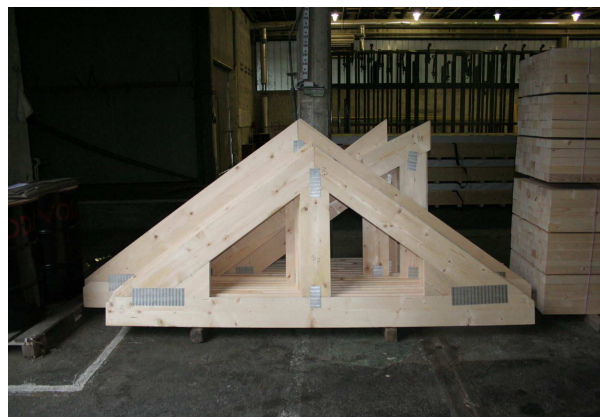
### 3.3 Prefabrykowane elementy dachowe

Dachy mogą być skonstruowane klasycznie z użyciem belek dachowych których wymiary i pozycja zależy od śniegu i obciążeń wiatrem działających na dach. Są one przykryte obustronnie płytami drewno-pochodnymi. Izolacja cieplna jest wstawiona między belkami. Jednakże, w poprzednich latach były szeroko stosowane prefabrykowane elementy dachowe zawierające wszystkie wyżej wymienione elementy (Rys. 6).





a. Prefabrykowane belki dachowe z pokryciem



b. Prefabrykowane elementy kalenicy

Fig. 6 Prefabrykowane elementy dachowe

## 4 Modele obliczeniowe

### 4.1 Modele obliczeniowe elementów podłogowych

W projektowaniu statycznym elementów podłogi, używane są zazwyczaj belki ciągłe z pionowym obciążeniem ciągłym (Rys. 7). Dla podłogi w budynkach mieszkalnych, wartość  $p = 2 \text{ kN/m}^2$  jest przepisany obciążeniom użytkowemu w Eurokodzie 1 [2], podczas gdy wartość ciężaru własnego ( $g$ ) zazwyczaj zmienia się między  $1.2 \text{ kN/m}^2$  a  $1.8 \text{ kN/m}^2$ . Położenie ścian jest zazwyczaj aproksymowane sztywnymi poporami.

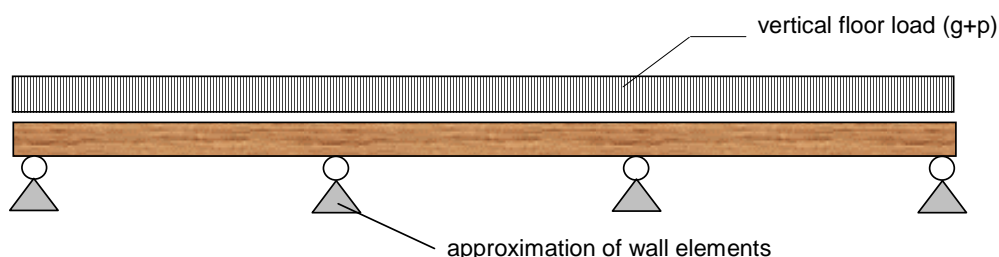


Fig. 7 Schemat prefabrykowanego elementu podłogowego

### 4.2 Projektowanie elementów ściennych

Wpływ obciążenia pionowego (ciężar własny, użytkowe, śnieg, itp.) jest obliczany ze ściskaniem osiowym ( $N_g + N_p + N_s$ ) równoległym do włókien słupków drewnianych. Rozmieszczenie sił poziomych na ścianach jest obliczane zgodnie z rozkładem sztywności na ścinanie między ścianami. Dla grupy elementów ściennych w jednym kierunku głównym, zbudowanego z jednego albo więcej paneli, przedstawiono uproszczony model statyczny na Rys. 8. Może być on użyty do obliczenia sił osiowych, sił tnących i momentu zginającego od pionowych i poziomych obciążeń.

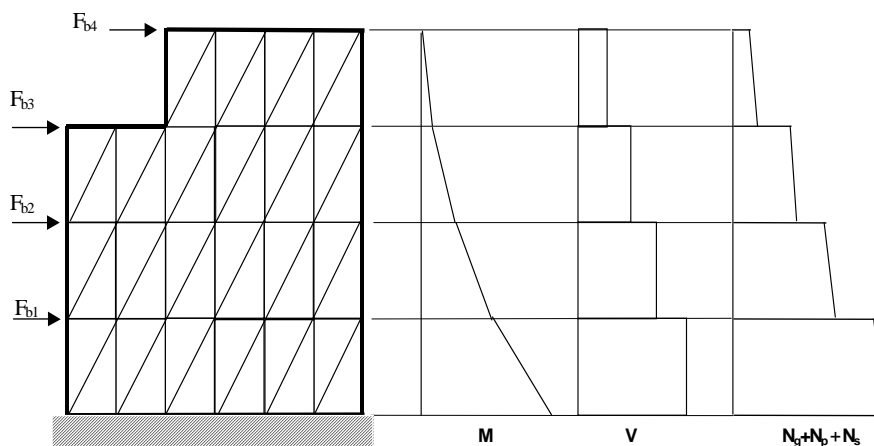


Fig. 8 Schemat statyczny prefabrykowanego elementu ściennego w jednym kierunku głównym

Rozkład obciążeń na oddzielnych ścianach na jednym poziomie jest obliczany zgodnie ze schematem statycznym jak na Rys. 9. Należy zauważyć, że Eurokod 5 [3] określa, że panele ścienne, które zawierają otwór drzwiowy albo okienny nie powinny być rozważane przy określaniu nośności poziomej (Metoda A), albo przynajmniej, odcinki panela na każdej stronie otworu powinny być rozważane jako odrębne panele (Metoda B).

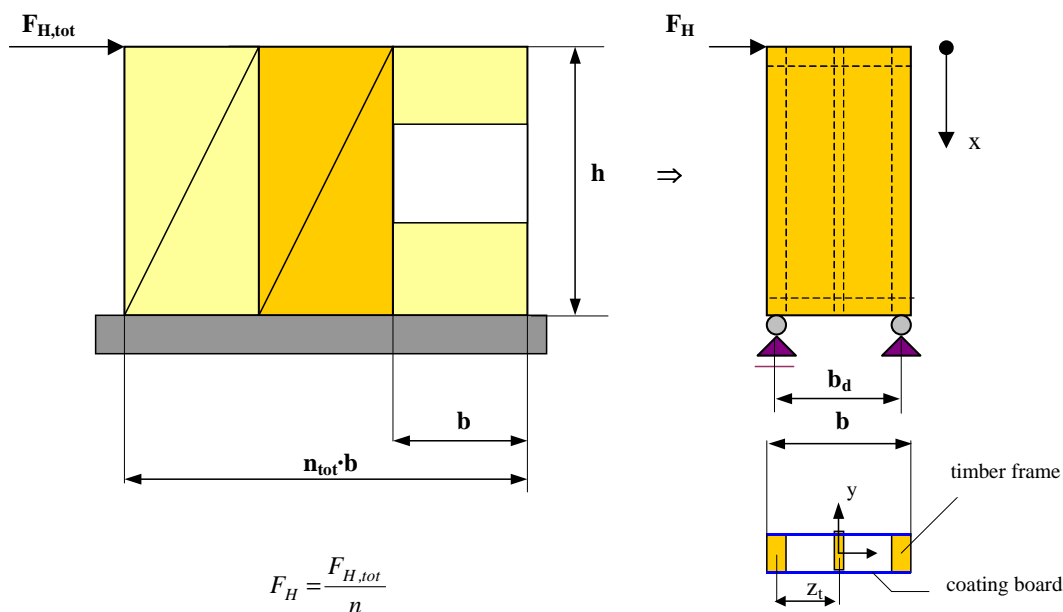


Fig. 9 Schematy statyczne systemu ściennego na jednym poziomie

W analizie konstrukcyjnej panele ścienne dla celów projektowych mogą być rozpatrywane oddzielnie jako pionowe belki wspornikowe z siłą poziomą ( $F_H = F_{H,tot} / n$ ) działającą u góry (Rys. 8), Eurokod 5 [3], Faherty i Williamson [4], Hoyle i Woeste [5]. Wzięte pod uwagę podparcia przybliżają wpływ sąsiedniego panela ściennego i zapewniają sprężysty warunek brzegowy ściany.





Wiele modeli obliczeniowych zostało opracowanych po to, aby analizować i przewidywać zachowanie się drewnopochodnych ścian stycznych i przepon wystawionych na obciążenia poprzeczne. Dwie uproszczone metody obliczeniowe są dane w ostatniej wersji Eurokodu 5 [3] w celu określenia nośności przepony ściennej.

Pierwsza, Metoda A, jest identyczna do „metoda plastycznej”, przedstawionej przez Källsnera i Lama [5], oparty na następujących założeniach kluczowych:

- zachowanie węzłów między powłoką a elementami ram jest założone jako liniowo-sprężyste aż do zniszczenia,
- elementy ramy i poszycia są przyjęte jako sztywne i mocowane przegubowo do siebie.

Należy założyć że:

- rozstaw łączników ( $s$ ) jest stały obwodu każdej płyty poszycia,
- szerokość ( $b$ ) każdej płyty poszycia to min.  $h/4$ .

Dla ściany złożonej z kilku elementów ściennych obliczeniowa nośność całego modułu ściennego należy określać ze wzoru

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (13.1)$$

gdzie  $F_{i,v,Rd}$  jest obliczeniową (racking) nośnością elementu ściennego (panela) uzyskaną jako suma nośności wszystkich łączników ( $F_f, R_d$ ) wzdłuż obciążonej krawędzi określonych z:

$$F_{i,v,Rd} = \sum F_{f,Rd} \cdot \frac{b}{s} \cdot c \quad (13.2)$$

$$c = \begin{cases} 1 & \text{for } b \geq b_0 \\ \frac{b}{b_0} & \text{for } b \leq b_0 \end{cases} \quad \text{gdzie } b_0 = h/2 \quad (13.3)$$

W związku z tym, że środkowy słupek może być uważany za poparcie dla poszycia, rozstaw łączników w środkowym słupku nie powinien być większy niż podwójny rozstaw łączników wzdłuż krawędzi poszycia (patrz Rys. 5).



Dla paneli ściennych z poszyciem obustronnym, obowiązują następujące zasady:

- jeśli poszycie i łączniki są tego samego typu i wymiaru wtedy (racking) nośność ściany powinna być wzięta jako suma nośności pojedynczych stron,
- jeśli są używane różne typy pokryć, można przyjąć 75% nośności słabszego poszycia, o ile jakaś inna wartość jest może być wykazana jako słuszna, jeśli są używane łączniki o podobnym module poślizgu. W innych przypadkach nie więcej niż 50% nośności powinno być wzięte pod uwagę.

Gdy siły rozciągające zostaną przekazane do konstrukcji usytuowanej poniżej, panel powinien być przymocowany za pomocą sztywnych łączników. Wyboczenie słupków ściennych powinno być sprawdzone zgodnie z p. 6.3.2. Eurokodu 5 [3]. Tam, gdzie końce pionowych elementów wspierają się na poziomych elementach ramowych, ściskanie prostopadłe do włókien w elementach poziomych powinno być oceniane zgodnie z p. 6.1.5 Eurokodu 5 [3]. Wyboczenie poprzeczne poszycia może być pominięte, pod warunkiem, że  $b_{net} / t \leq 100$ , gdzie  $b_{net}$  jest odległością w świetle między słupkami, a  $t$  jest grubością poszycia.

Drugi uproszczony model ścinania, opisany w Metodzie B, odnosi się do ścian wykonanych tylko z paneli drewnopochodnych, przymocowanych do drewnianej ramy. Mocowanie poszycia do drewnianej ramy powinno być wykonane gwoździami albo wkrętami, a łączniki te powinny być równo rozstawione wokół panela. Szerokość panela ściennego ( $b$ ) powinna być przynajmniej równa wysokości panela ( $h$ ) podzielona przez 4. Całkowita nośność elementu ściennego ( $F_v, R_d$ ) jest obliczona z równania (13.1) z ważnym rozróżnieniem, że zgodnie z Metodą A współczynnik materiałowy poszycia ( $k_n$ ), współczynnik rozstawu łączników ( $k_s$ ), współczynnik obciążenia pionowego ( $k_i, q$ ) i współczynnik wymiaru dla panela ( $k_d$ ) są włączone w procedurę projektową w formie:

$$F_{i,v,Rd} = \sum F_{f,Rd} \cdot \frac{b}{s_0} \cdot c \cdot k_d \cdot k_{i,q} \cdot k_s \cdot k_n \quad (13.4)$$

gdzie

$$s_0 = \frac{9700 \cdot d}{\rho_k} \quad (13.5)$$

$d$  średnica łącznika w mm,

$\rho_k$  charakterystyczna gęstość materiału ramy drewnianej w  $\text{kg/m}^3$ .

$$k_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & \text{for } \frac{b_i}{h} \leq 1,0 & (a) \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0,4} & \text{for } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ and } b_i \leq 4,8 \text{ m} & (b) \\ \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0,4} & \text{for } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ and } b_i > 4,8 \text{ m} & (c) \end{cases} \quad (13.6)$$



$$k_{i,q} = 1 + \left( 0,083 q_i - 0,0008 q_i^2 \right) \left( \frac{2,4}{b_1} \right)^{0,4} \quad (13.7)$$

gdzie  $q_i$  równoważnym równomiernym obciążeniem pionowym działającym na ścianę (kN/m) i powinno być określone z użyciem obciążeń stałych jakichkolwiek oddziaływań wiatrem razem z odpowiadającymi im siłami skupionymi, wliczając w to siły zakotwienia, działające na panel. Dla celów obliczania skoncentrowanych sił pionowych powinny być one przeliczone na ekwiwalentne obciążenie równomiernie rozłożone zgodnie z założeniem, że ściana jest ciałem sztywnym t.j. ze względu na obciążenie  $F_{i,vert,Ed}$  działające na ścianę jak pokazano na Rys. 10., mamy

$$q_i = \frac{2 a F_{i,vert,Ed}}{b_1^2} \quad (13.8)$$

gdzie:

- $a$  jest poziomą odległością siły  $F$  do zawietrznego narożnika ściany,
- $b$  jest długością ściany.

Współczynnik rozstawu łączników ( $k_s$ ) jest obliczony z zależności:

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57} \quad (13.9)$$

gdzie  $s$  jest rozstawem łączników wokół brzegu panela (patrz Rys. 5). Współczynnik materiału poszycia ( $k_n$ ) ma formę

$$k_n = \begin{cases} 1,0 & \text{for sheathing on one side} & (a) \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5 F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{for sheathing on both sides} & (b) \end{cases} \quad (13.10)$$

gdzie:

- $F_{i,v,Rd,max}$  jest obliczeniową (racking) wytrzymałością mocniejszego poszycia,
- $F_{i,v,Rd,min}$  jest obliczeniową (racking) wytrzymałością słabszego poszycia.

Siły zewnętrzne  $F_{i,c,Ed}$  i  $F_{i,t,Ed}$  (patrz Rys. 10) z poziomego oddziaływania  $F_{i,v,Ed}$  na ścianę  $i$  należy obliczać ze wzoru

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_1} \quad (13.11)$$

Te zewnętrzne siły mogą być przekazane do którekolwiek przyległego panela przez pionowe połączenie panel-panel lub do konstrukcji powyżej/poniżej ściany, jako to jest zaprezentowana w Punkcie 6. Kiedy siły rozciągające ( $F_i$ ,  $t$ ,  $E_d$ ) są przekazywane na konstrukcję poniżej, panel powinien być przymocowany sztywnymi łącznikami.

Grubość płyty ( $t$ ) jest zdefiniowana zgodnie z przekątniową siłą rozciągającą ( $t$ ), odpowiadającą szerokością efektywną ( $b_{eff}$ ) i wytrzymałością na rozciąganie materiału poszycia ( $f_t$ ,  $d(b)$ ). Zgodnie z Rys. 10 obliczeniowa siła rozciągająca ( $T_d$ ) jest obliczana jako

$$T_d = \frac{F_{Hd,1}}{\cos \alpha}, \quad (13.12)$$

gdzie:

$F_{Hd,1}$  jest poziomą siłą działającą na jedną płytę. Grubość płyty ( $t$ ) jest wtedy zdefiniowany jako:

$$t \geq \frac{T_d}{b_{eff} \cdot f_{t,d}}. \quad (13.13)$$

Dla  $b_{eff}$  jest rekomendowana wartość 500mm w praktycznych zastosowaniach.

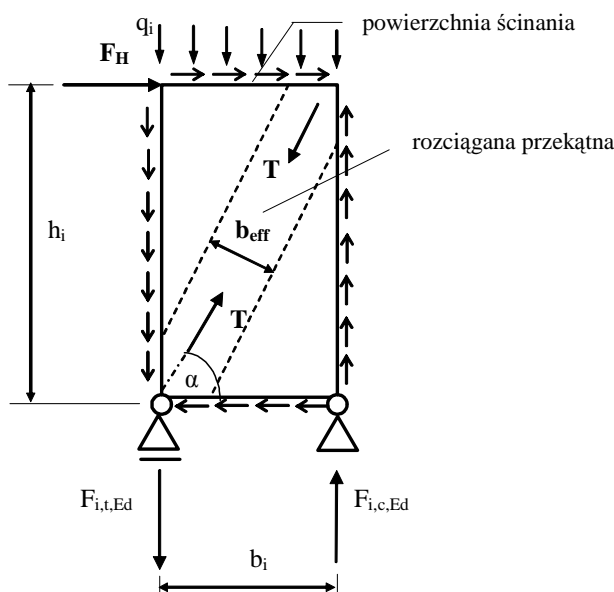


Fig. 10 Rozkład sił

Czasami wygodnie jest regulować maksymalne poziome ugięcie na szczycie ściany. Uproszczona formuła uwzględniająca ugięcie typu wspornikowego ( $w_i$ ), ugięcie od ścinania drewnopochodnych płyty poszycia ( $w_b$ ), sprężystość połączeń poszycia drewnianego ( $w_c$ ) i ugięcie wywołane wpływem zakotwień ( $w_a$ ) można znaleźć w [4] albo [5] jako:



$$w = w_t + w_b + w_c + w_a = \frac{8 \cdot F_H \cdot h^3}{E_t \cdot A_t \cdot b} + \frac{F_H \cdot h}{G_b \cdot t} + 0.376 \cdot h \cdot e_n + d_a, \quad (13.14)$$

gdzie:

- $E_t$  moduł sprężystości elementów drewnianych,
- $A_t$  pole powierzchni przekroju elementu obwodowego,
- $G_b$  moduł sztywności płyt poszycia,
- $t$  efektywna grubość płyt poszycia,
- $e_n$  deformacja gwoździa.

Wszystkie wyżej wymienione metody w Eurokodzie nie nadają się zazwyczaj do ścian pokrytych płytami włókno-cementowymi (FPB), powszechnie używanymi szczególnie w Europie Środkowej. Główne założenia niezupełnie pokrywają się z prawdziwym stanem pracy FPB, w którym wytrzymałość na rozciąganie jest wyraźnie niższa niż wytrzymałość na ściskanie. Wskutek tego, pęknięcia w rozciąganej strefie pojawiają się zazwyczaj pod dużymi obciążeniami poziomymi zanim naprężenia na łącznikach osiągną granicę plastyczności, zaś płyty pilśniowe nie zachowują się zazwyczaj jako ciała sztywne (Dobrila i Premrov [7]). Jednakże, przez stosowanie FPB jako materiał pokrywający, poziome obciążenie przenosi część siły z łączników mechanicznych na płytę pilśniową i płyty ściennie pracują wtedy jak wysoka belka [4], [7]. Rozkład poziomej siły przez traktowanie elementu jako kompozyt zależy od proporcji sztywności. Efektywna sztywność na zginanie  $(EI_y)_{eff}$  belek łączonych mechanicznie która uwzględnia empirycznie sprężystość łączników przez współczynnik  $\gamma_y$ , wzięty z Eurokodu 5 [3], może być zapisana w formie:

$$(EI_y)_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot (I_{yi} + \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = \sum_{i=1}^{n_{timber}} (E_i \cdot I_{yi} + E_i \cdot \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2)_{timber} + \sum_{j=1}^{n_{board}} (E_i \cdot I_{yi})_{board} \quad (13.15)$$

gdzie  $n$  jest całkowitą liczbą elementów w rozważonym przekroju poprzecznym i  $a_i$  jest odległością między globalną osią  $y$  całego przekroju poprzecznego i lokalnej osi  $y_i$  i tego elementu o przekroju poprzecznym  $A_i$  (patrz Rys. 8). Jest oczywiste, że siła sił w tym przypadku silnie zależy od współczynnika sztywnienia powierzchni styku ( $\gamma_y$ ), który przeważnie zależy od modułów poślizgu łączników ( $K_{ser}$ ) i rozmieszczenia łączników, jak również od typu połączenia.

Prowadzone były badania doświadczalne nad konstrukcyjnym zachowaniem przepon drewnopochodnych, na składnikach systemu takich jak połączenia (Chou i Polensek [8], Polensek i Bastendorff [9]) i rozstawy łączników (Van Wyk [10], Kuhta i Premrov [11]). Półanalityczne modele obliczeniowe biorące pod uwagę kompozytowe zachowanie drewnianej ramy i płyt poszycia są rozwinięte przez Premrova, Dobrila i Bedenika [12]. Modele te umożliwiają jednocześnie uwzględnienie wpływu wstawionych elementów ukośnych (diagonalnych), sprężystości łączników mechanicznych między płytami a drewnianą ramą i dowolne pęknięcia w strefie rozciąganej płyty wiórowo-cementowej.

Analityczne modele obliczeniowe również były opracowane po to, by przewidzieć dynamiczną odpowiedź drewnianych ścian ścinanych, Stewart [13], Dolan [14]. W końcu,





Kasal i inni [15] rozwinął trójwymiarowy model MES do badania odpowiedzi lekkiej konstrukcji drewnianej w całości.

Metoda badań obejmująca drewniane ściany szkieletowe jest opisana w EN 594 [16], ale jest właściwie kompromisem i nie zawsze jasna we wszystkich detalach, chociaż jest fundamentalna różnica w obliczeniach wg Eurokodu a metodami badawczymi, mianowicie w sposobie pionowego zakotwiczenia słupka po stronie rozciąganej elementu ścianowego.

## 5 Wzmacnianie płyt włókowo-cementowych

Jak wspomniano wyżej, drewniane ściany szkieletowe z włókno-cementowymi płytami osłonowymi (FPB) mogą być potraktowane jako elementy kompozytowe. Rozłożenie poziomej siły przez potraktowanie elementu jako kompozyt zależy od proporcji sztywności elementów składowych. Ze względu na to, że wytrzymałość na rozciąganie FPB jest około 10 razy niższa niż na ściskanie i wyraźnie mniejsza niż wytrzymałość drewnianych składników ramy, FPB są zazwyczaj słabszą częścią wspomnianego systemu kompozytowego. Stąd, zwłaszcza w budynkach wielopiętrowych umiejscowionych w strefach sejsmicznych albo wystawionych na działanie wiatru, pojawiają się zazwyczaj pęknięcia w FPB. W takich wypadkach FPB tracą swoją sztywność i dlatego ich opór nie powinien być w ogóle rozważany. Naprężenia w drewnianej ramie pod obciążeniem poziomym nie mają zazwyczaj decydującego znaczenia.

Jest kilka możliwości wzmocnienia panela ściany w celu uniknięcia pęknięć FPB:

- przez użycie dodatkowych płyt. Płyty te są zazwyczaj dublowane:
  - symetrycznie (po obu stronach ramy),
  - nie symetrycznie (po jednej stronie ramy),
- przez zabrojenie metalowymi przekątnymi,
- przez zabrojenie płyt włóknami węglowymi o wysokiej wytrzymałości (FRP, CFRP, etc.).

W pracy Dobrila i Premrova [7] są zaprezentowane doświadczalne wyniki z użyciem dodatkowej płyty FPB. Takie próbki wykazały wyższą elastyczność, podczas gdy nośność i szczególnie ciągliwość nie zostały poprawione w pożądanym zakresie.

Z zamiarem poprawy nośności, a szczególnie ciągliwości ścian, wygodniej jest dlatego wstawić klasyczne ukośne pasy stalowe, które muszą zostać przymocowane do drewnianej ramy. W tym przypadku tylko część poziomej siły jest odsunięta z obszaru płyty na rozciąganą stalową linię ukośną i do drewnianej ramy po wystąpieniu pierwszego pęknięcia w rozciąganej strefie FPB. Jak wynika to jasno ze związku pomiędzy zmierzonymi siłami wywołującymi pierwsze pęknięcie, wstawione stalowe elementy ukośne nie są zbyt istotne. Ale proporcja pomiędzy zmierzonymi siłami niszczącymi pokazuje, że opór wzmocnionych paneli zwiększa się o 77%, a ciągliwość o 39%, [7].



Trzecie rozwiązanie -- używając pasów CFRP, które są przyklejone w kierunku rozciągania do FPB, Rys. 11. Ten pomysł wzmocnienia jest zastosowany w taki sposób, aby kompozyty przyczyniły się do podwyższenia nośności na rozciąganie gdy jest ona przekroczona dla FPB. Wyniki doświadczalne zaprezentowane w [17] wykazały ważne fakty, które były rozważne w przedstawionym modelowaniu elementów ściennych (Premrov i Dobrila [18]): s) Siła tworząca pierwsze pęknięcie w FPB zwiększyła się na wszystkich próbkach; b) włączenie pasa przekątniowego CFRP podwyższył znacznie nośność; c) próby testowe dowiodły istotniej różnicy w zachowaniu połączenia płyty pilśniowej z ramą, zależnie od warunków brzegowych między wstawionymi pasami CFRP a ramą drewnianą. Gdyby pasy te dodatkowo zostały przyklejone na drewnianą ramę, łączniki wytworzyłyby znacznie mniejszy poślizg w strefie kontaktowej, który nigdy nie przewyższył 1mm gdy pojawiły się pierwsze pęknięcia, od rozciągania, na FPB. Dlatego to można założyć, że granica plastyczności łączników nie została osiągnięta przed pojawieniem się pęknięcia w jakikolwiek sposób, zaś elementy przejawiają tendencję do uszkodzeń z powodu pęknięć pojawiających się w FPB. Z drugiej strony, w przypadku gdzie pasy CFRP były niepowiązane z ramą drewnianą, poślizg między FPB a drewnianą ramą był wyraźnie wyższy i ściany przejawiały tendencję do uszkodzenia przez uplastycznienie łączników.



Fig. 11 Zestaw doświadczalny z CFRP zbrojącymi płytę [17], obrót o 90°

## 6 Połączenia

### 6.1 Pionowe połączenia między elementami ściennymi

Pionowe połączenie pomiędzy elementami ściennymi jest zaprezentowana na Rys. 12.o Połączenie górnego elementu ściennego do belki podłogowej jest wykonane za pomocą elementów kątowych BMF i gwoździ spiralnych. Belka podłogi jest połączona do niższego elementu ściennego za pomocą jednego dodatkowego gwoździa spiralnego BMF.

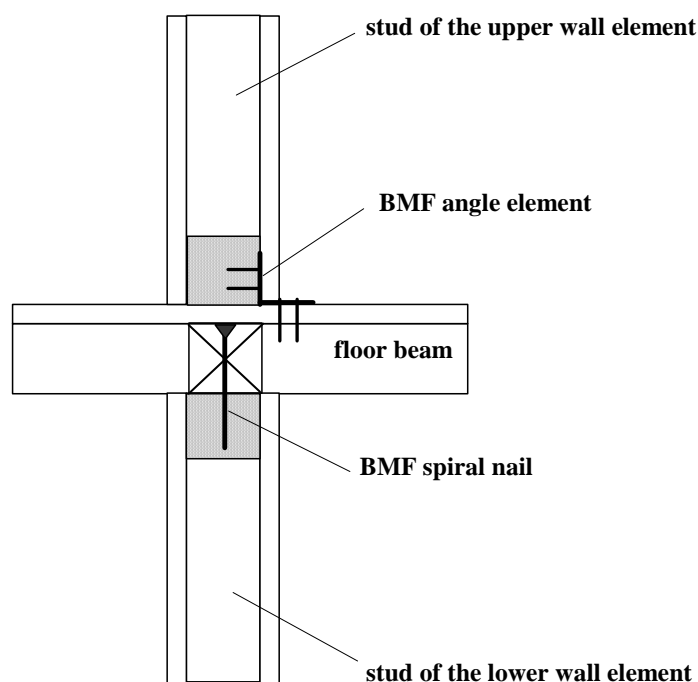


Fig. 12 Połączenie pionowe między elementami ściennymi

### 6.2 Połączenie najniższego drewnianego elementu ściennego z podłożem betonowym

Połączenie najniższego drewnianego elementu ściennego do podłoża betonowego zazwyczaj jest wykonane za pomocą specjalnych płytek stalowych i dwóch śrub, co jest schematycznie pokazane na Rys. 13. Schemat ten dodatkowo przedstawia możliwość połączenia krzyżulca stalowego do drewnianej ramy (możliwość wzmocnienia opisana w punkcie 5).

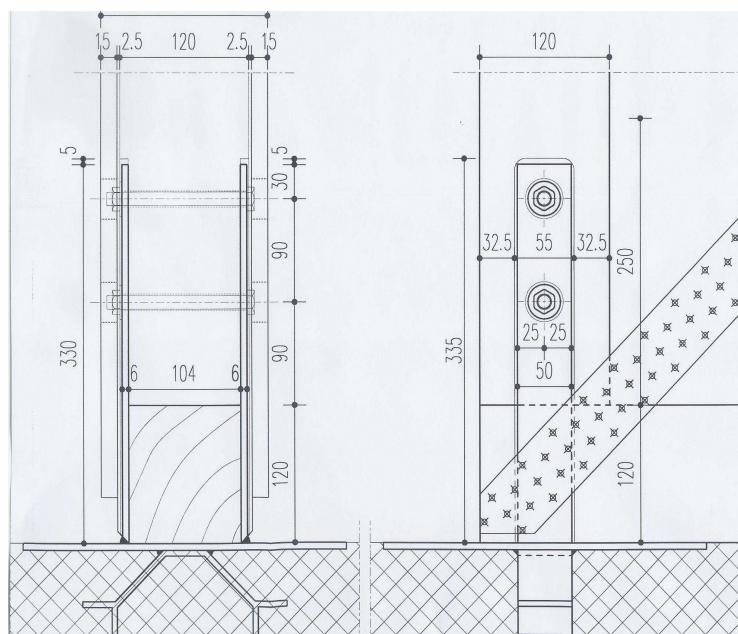


Fig. 13 Połączenie elementu ściennego wzmocnionego krzyżulcem BMF z podłożem betonowym

## 7 References

- [1] Premrov, M.;  
“Terme Zreče, Hotel Dobrava”,  
Case study no. 8, Educational materials for designing and testing of timber structures – TEMIS, Case studies, Instruction handbook. Ostrava:VŠB-TU, Fakulta stavební, 2007, [http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/Instruction\\_8\\_Dobrava.pdf](http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/Instruction_8_Dobrava.pdf)
- [2] CEN/TC 250;  
“Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings”,  
Brussels, 2002
- [3] CEN/TC 250/SC5 N173;  
“Eurocode 5: Design of Timber Structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings”,  
Final draft prEN 1995-1-1; Brussels, 2004
- [4] Faherty, K.F., Williamson, T.G.;  
“Wood Engineering and Construction Handbook”,  
Mc Graw-Hill Publishing Company; 1989
- [5] Hoyle, R.J., Woeste, F.E.;  
“Wood Technology in the Design of Structures”,  
Iowa State University Press, Ames, Iowa, 1989



- [6] Källsner, B., Lam F.;  
“Diaphragms and shear walls”,  
Holzbauwerke: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen nach Eurocode 5. Step 3,  
pp. 15/1-17, Fachverlag Holz; Düsseldorf, 1995
- [7] Dobrila P., Premrov M.;  
“Reinforcing methods for composite timber frame-fiberboard wall panels”,  
Engineering Structures 25(11), pp. 1369-1376, 2003
- [8] Chou, C., Polensek, A.;  
“Damping and stiffness of nailed joints: response to drying”,  
Wood and Fiber Science 19(1), pp. 48-58, 1987
- [9] Polensek, A., Bastendorf, K.M.;  
“Damping in nailed joints of light-frame wood buildings”,  
Wood and Fiber Science 19(2), pp. 110-125; 1987
- [10] Van Wyk, W.J.;  
“The strength, stiffness and durability of glued, nail-glued and screw-glued timber joints”,  
South African Forestry Journal 138, pp. 41-44; 1986
- [11] Kuhta, M., Premrov, M.;  
“Influence of Fasteners Disposition on Behaviour of Timber-Framed Walls with Double Fibre-Plaster Coating Boards”,  
American Journal of Applied Sciences, in press, 2007
- [12] Premrov, M., Dobrila, P., Bedenik, B.S.;  
“Approximate analytical solutions for diagonal reinforced timber framed walls with fibre-plaster coating material”,  
Constr. build. mater. 18 (10), pp. 727-735; 2004
- [13] Stewart, W.G.;  
“The seismic design of plywood sheathed shearwalls”,  
Thesis submitted in partial fulfilment of a Ph. D. degree, University of Canterbury;  
New Zealand, 1987
- [14] Dolan, J.D., Foschi, R.O.;  
“A numerical model to predict the dynamic response of timber shear walls”,  
Proceedings of the International Timber Engineering Conference; London, 1991.
- [15] Kasal, B., Leichti, R.J., Itani, R.Y.;  
“Nonlinear finite-element model of complete light-frame wood structures”,  
J. Struct. Engrg. ASCE 120(1), pp. 100-119, 1994
- [16] European Committee for Standardization;  
“EN 594: Timber structures – Test methods – Racking strength and stiffness of timber frame wall panels”,  
Brussels, 1995





- [17] Premrov, M., Dobrila, P., Bedenik, B.S.;  
“Analysis of timber framed walls coated with CFRP strips strengthened fibre-plaster boards”,  
International Journal of Solids and Structures 41 (24/25), pp. 7035–7048, 2004
- [18] Premrov, M., Dobrila, P.;  
“Modelling of Fastener Flexibility in CFRP Strengthened Timber framed Walls Using Modified  $\gamma$  – Method”,  
Engineering Structures, in press

Rozdział 13 został opracowany przez: Miroslav PREMROV, Faculty of Civil Engineering, University of Maribor / Slovenia.



## STĘŻENIA BUDYNKÓW DREWNIANYCH

### 1 Wstęp

Systemy konstrukcyjne muszą być zaprojektowane tak, aby przenieść obciążenia zewnętrzne spowodowane przez wiatr, obciążenia wyjątkowe i sejsmiczne, siły hamujące od dźwigów, itp., do fundamentów.

Systemy również mogą być zdolne do zrównoważenia sił wewnętrznych spowodowanych przez odchyłki głównych elementów konstrukcyjnych od ich pierwotnego położenia.

Są relacje z wielu krajów mówiące o poważnych problemach z błędami w stężaniu budynków. Ważne jest, aby projektant miał dobry ogólny pogląd i potrafił zrozumieć przeniesienie sił z punktów przyłożenia sił do fundamentu.

Ten rozdział skoncentruje się na systemach dla prostych budynków. W literaturze jak Podręcznik Konstrukcji Drewnianych [1], podano więcej szczegółowych opisów innych sposobów stężania budynków drewnianych.

W praktyce, główne sprawdzenie stężenia w budynkach z o przekroju prostokątnym często jest podzielone na 1) obciążenia poprzeczne i 2) obciążenia podłużne, ale należy wiedzieć, że siły występują w obu kierunkach w tym samym czasie.

## 2 Typowe elementy stężające

### 2.1 Typowe elementy poziome

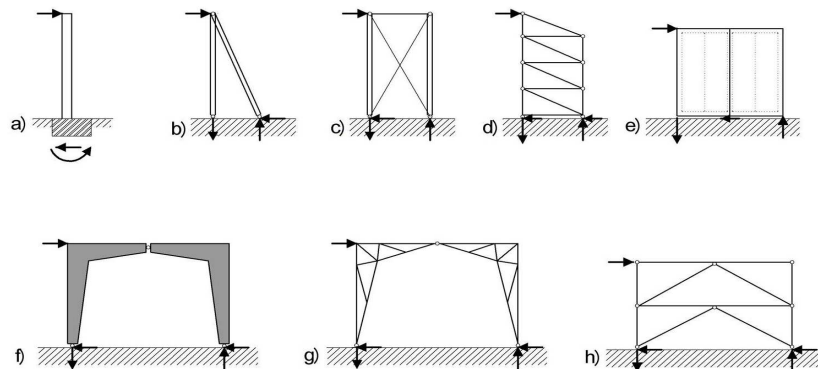


Fig. 1 Typowe elementy poziomostężeń

Rys. 1 pokazuje typowe elementy pionowe takie jak: a) wspornik, b) podparcie zastrzałowe, c) podparcie krzyżowo-zastrzałowe, d) stężenie kratowe, e) przepona ścienna, f) rama, g) rama kratowa, h) kratownica typu K

#### – Wspornik (a)

ma ustalone oparcie w fundamencie albo leżącej niżej konstrukcji. Może być ustalony przez, na przykład, połączenia na kołki wklejone, przybity albo mocowany na płyki stalowe. Poziome ugięcie wspornika może stwarzać problemy jeśli doprowadzi to do pęknięć w ścianach wewnętrznych. Zaletą systemu jest to że daje on dużo wolnego obszaru bez ścian.

#### – Podparcie zastrzałowe (b)

prosta sposób na przeniesienie siły na poparcie przez siły normalne elementach. Elementy ukośne mogą być ściskane lub rozciągane. Ściskanie zwykle doprowadzi do dużego przekroju poprzecznego z powodu wyboczenia elementu.

#### – podparcie krzyżowo-zastrzałowe (c)

wykorzystuje tylko jeden zastrzał, gdy jest rozciągany. Element drugi będzie zginany - jest „wypadający”. Zastrzały mogą mieć mały przekrój poprzeczny. Ten system jest używany w wielu budynkach. Często zastrzały są naciągnięte wstępnie. Redukuje to ugięcia i problemy z „zwisającymi” zastrzałami.

– Stężenie kratowe (d)

może dać obniżenie w zużyciu materiału z powodu skrócenia długości efektywnej elementów ściskanych.

– Przepona ścienna (e)

jest zbudowana z paneli drewno-pochodnych albo gipsowych przymocowanych łącznikami mechanicznymi do ram drewnianych. Siły tnące są przenoszone przez gwoździe albo wkręty wokół brzegu panela. Przepona jest zwykle przymocowana do poparcia za pomocą specjalnych zakotwień aby uniknąć wywracania i poślizgów.

Wiele budynków jest stężonych przez przepony ścienne ponieważ materiały te są naturalną częścią ścian. Tylko wyjątkowy koszt jest związany z niektórymi połączeniami, stąd projekt musi zawierać dużo rysunków szczegółowych. Zaletą systemu jest że to, że zwykle powoduje akceptowalne ugięcia budynku.

– Rama (f)

może dać dużo wolnego obszaru bez ścian. Jest dobrą praktyką sprawdzenie, czy poziome ugięcia są dopuszczalne aby uniknąć pęknięć w ścianach wewnętrznych.

– Rama kratowa (g)

ma takie same zalety jako normalne ramy. Daje obniżenie w zużyciu materiałów ale często będzie potrzebować więcej wysiłku przy produkcji takiej ramy..

– Krata typu K(h)

redukuje siły w elementach wewnętrznych i obniża długości efektywne elementów ściskanych. W literaturze, jak np. [1], są podane informacje o zasadach kształtowania takich kratownic..

## 2.2 Typowe elementy w podłodze i dachu

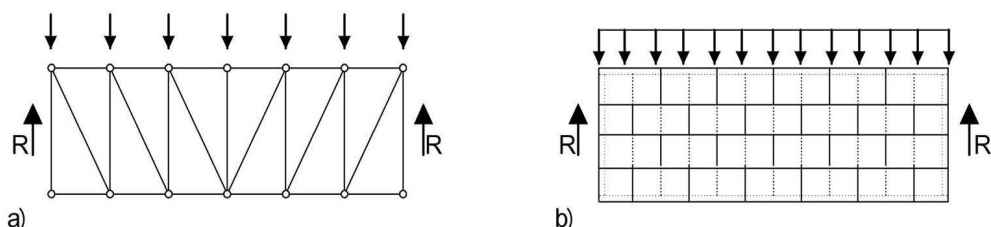


Fig. 2 Rzuty typowych elementów stężających w podłodze i dachu

Rys. 2 pokazuje typowe elementy swobodnie podparte w podłodze i dachu: a) stężenie kratowe, b) przepony dachowe i podłogowe.

– Kratownica stężająca

w podłogach albo dachach często wykorzystuje części istniejącej konstrukcji. Główne belki mogą być używane jako górne i dolne pasy w kratownicy. Krzyżulce często zostaną wykonane jako krzyż.

– Przepony dachowe i podłogowe

często używają materiałów, które są częścią istniejącej konstrukcji. Przepony są budowane z użyciem paneli drewnopochodnych przymocowanych łącznikami mechanicznymi do drewnianej ramy.

### 3 Układy stężające w budynkach jednokondygnacyjnych – przykłady

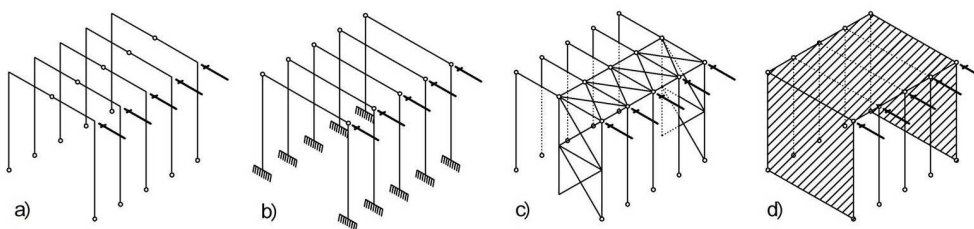


Fig. 3 Stężenia na obciążenia poprzeczne

Rys. 3 pokazuje typowe systemy na obciążenia poprzeczne: a) ramy, b) słupy wspornikowe i belki, c) kratownica, d) przepona ścienna i dachowa.

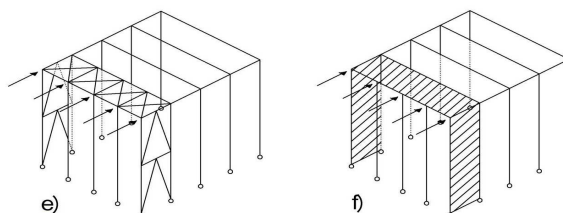


Fig. 4 Stężenia na obciążenia podłużne

Rys. 4 pokazuje typowe układy na obciążenia podłużne: e) kratownica, f) przepona ścienna i dachowa.



Czasami systemy są łączone, na przykład kratownica dachowa z przeponami ściennymi.

#### 4 Systemy równoważące siły wewnętrzne – przykłady

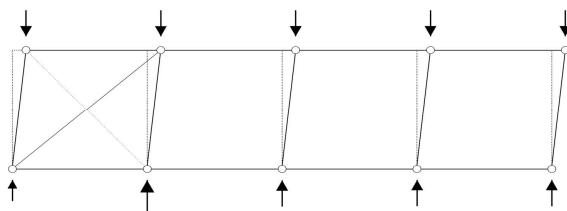


Fig. 5 Reakcje podporowe od słupów pochylonych.

Kratownica ścienna podpira słupy wychodzące z pionu na Rys. 5. W połączeniu ze stężeniem dachowym wszystkie słupy w budynku mogą być stężone do kratownic ściennych. W niektórych krajach, na przykład w Danii, siła z elementów odchodzących od pionu jest rozważana jako część poziomego oddziaływania masowego..

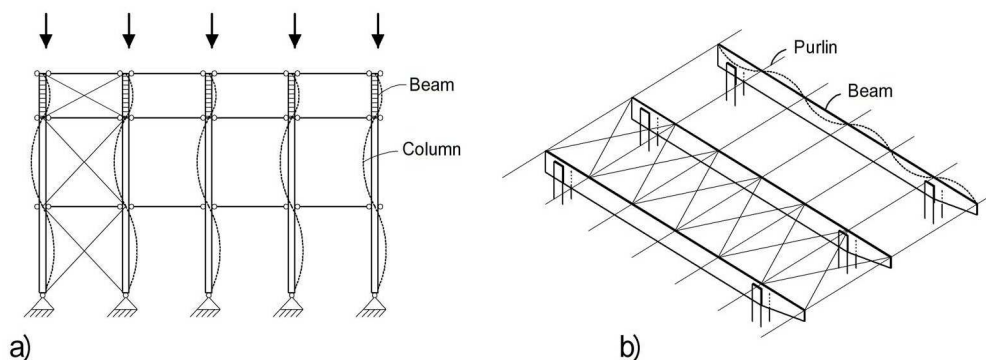


Fig. 6 Stężenie słupów i belek

Systemy stężące często są użyte aby ustabilizować elementy ściskane i zmniejszyć ich długość wyboczeniową. System stężące na Rys. 6) mogą zmniejszać długość słupa o połowę. Stężenie u góry powoduje zabezpieczenie przed skręceniem przy końcach belki i podpira węzeł między belkami a słupem.

System stężący na Rys. 6b) może zmniejszać długość efektywną belki nośnej w obliczeniach stabilność na skręcanie poprzeczne, ponieważ płaty usztywniają górne półki belek (ściskane).

W innych konstrukcjach, takich jak kratownice, belki i ramy, górne pasma przekrojów poprzecznych są często łatwo zamocowane u góry do dachu, ścianki działowej albo fasady.

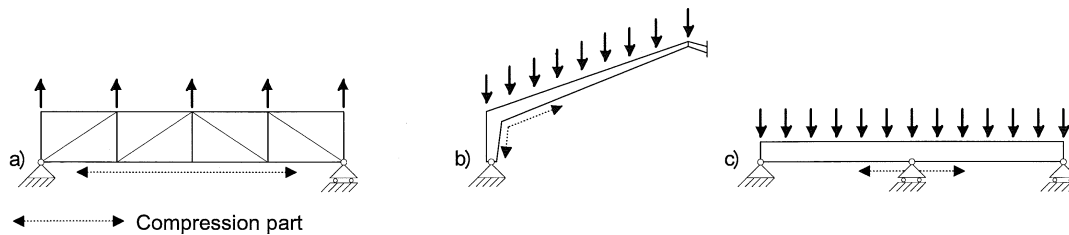


Fig. 7 Części ściskane: a) kratownica, b) rama, c) belka ciągła

Czasami trzeba również zamocować „spód”, gdy wystąpią problemy stabilności części ściskanych. Rys. 7 pokazuje przykłady a) kratownicy ze ssaniem wiatru na dachu, b) ramy wewnątrz narożnika i c) belkę ciągłą blisko środkowej podpory.

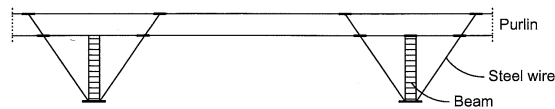


Fig. 8 Połączenie sztywne między płatwią a belką

Zamiast systemu niezależnego, który tylko usztywnia spód, można często wykonać połączenie sztywne pomiędzy głównym przekrojem poprzecznym a konstrukcją drugorzędą. Rys. 8 pokazuje przykład mocowania spodu belki.

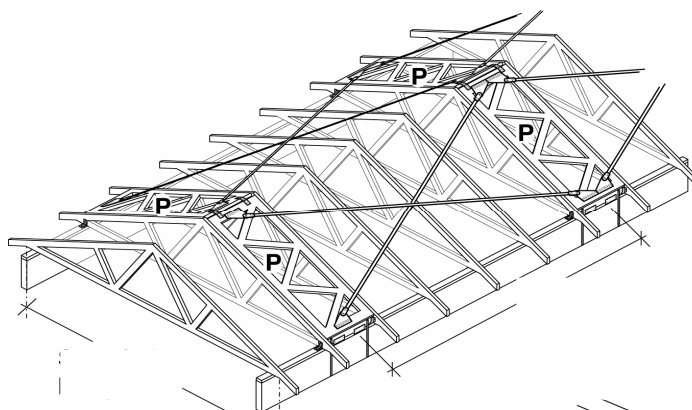


Fig. 9 Stężenie kratownicy (Simpson Strong-Tie).

Rys. 9 pokazuje system usztywnienia pasa górnego kratownicy o rozpiętości ponad 14m. Drewniane kratownice równoległe (P), i stężenie ukośne ze stali w połączeniu z płaciami albo listwami (nie pokazane) tworzą całkowity system. Korzyści to 1) zapewnienie stabilność boczną każdej kratownicy 2) przejmuje obciążenie od wiatru na szczycie ściany i 3) redukuje długości wybozczeniowe pasów górnych.

## 5 Systemy stężące budynków wielokondygnacyjnych i złożonych – przykłady.

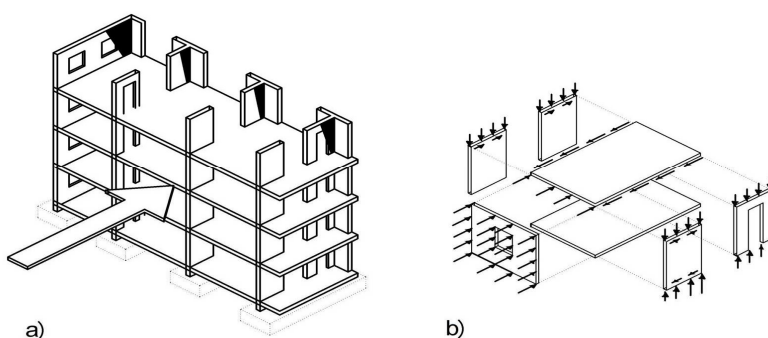


Fig. 10 Budynek z przeponami ściennymi i podłogowymi.

Budynek na Rys. 10) jest ustabilizowany z pomocą przepon ściennych i podłogowych. Rys. 10 b) pokazuje swobodne przepony ścienne i podłogowe. Są użyte do obliczenia sił wewnętrznych między ścianami a podłogą.

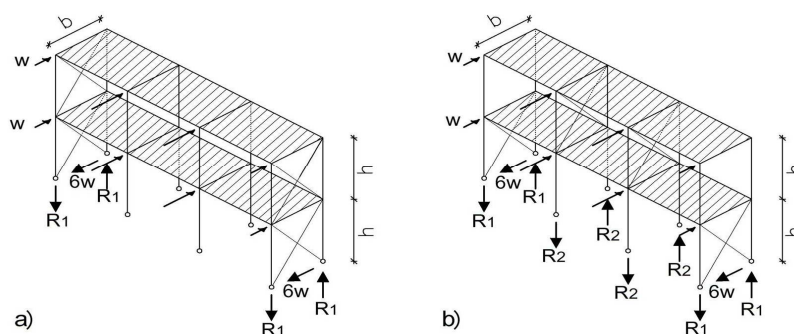


Fig. 11 Budynek z kratownica pionową i przeponami podłogowymi (obciążenie poprzeczne).

Zarówno ściana jak i przepony podłogi mogą być zastąpione kratownicami. Na Rys. 11a) kratownice są położone jedna nad drugą. Rys. 11b) ukazuje inne możliwe rozwiązanie, w którym niektóre kratownice są przesunięte na inne piętra. Redukuje to obciążenia punktowe

na fundament z  $R1=9 \cdot w \cdot h/b$  do  $R1=6 \cdot w \cdot h/b$  i  $R2=3 \cdot w \cdot h/b$ , ale zwiększa siły w przeponie podłogi.

## 6 Szczegóły stężeń – przykłady.

### 6.1 Stężenie w trzech kierunkach

Projektant często patrzy na główne elementy konstrukcyjne jako na pierwszą, a na stężające jako na drugie. W rzeczywistości, należy przyznać, że jest to system połączony w trzech wymiarach, z siłami działającymi w tym samym czasie. W niektórych systemach konstrukcyjnych daje to tylko niewielkie dodatkowe siły, podczas gdy w innych, kombinacje obciążeń dają większe siły. W tych drugich systemach, musi to być brane pod uwagę..

Jeśli spojrzeć na systemie z ramami i kratownicami na Rys. 4a, siły wewnętrzne w ramach są zwiększone, ponieważ ramy są pasami kratownic. Jednocześnie, kratownica przejmuje obciążenia od „stabilizowania” ramy ściskanej.

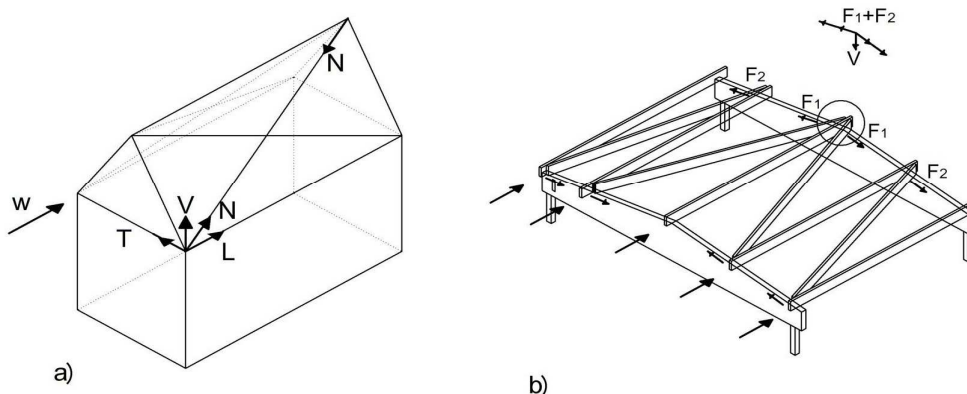


Fig. 12 a) Siły końcowe w stężeniu dachowym b) Siły pionowe od obciążeń poziomych

Siła końcowa ( $N$ ) z krzyżulca w stężeniu dachu na Rys. 12) może być podzielona na siłę pionową i dwie siły poziome.

Obciążenie pionowe ( $V$ ) musi być przeniesione do konstrukcji budynku albo, jeśli to konieczne, do fundamentu. Siła podłużna ( $L$ ) musi przejść się przez stężenie pionowe do fundamentu. Siła poprzeczna ( $t$ ) zwykle napotyka przeciwne obciążenie z innej części dachu, ale główna konstrukcja musi być zaprojektowanym tak, aby tę siłę przenieść.

Stężenie dachów ze spadkami generują siły ukośne w głównej konstrukcji, Rys. 12b). Wypadkowa sił ( $F_1 + F_2$ ) daje siłę pionową. Główna konstrukcja musi zostać zaprojektowanym na te właśnie siły. Jeśli spojrzeć na Rys. 12a), siła na górze krzyżulca również da pionową siłę w kalenicy.

## 6.2 Połączenia

Ważne jest aby wykonać bardzo szczegółowy projekt połączeń w systemie stężającym. Występuje tam bowiem często wiele węzłów i projektant musi podejść do tematu szczególnie ostrożnie.

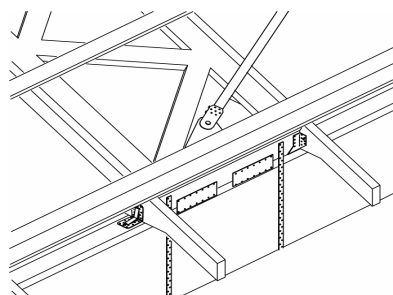


Fig. 13 Połączenie stężenia dachowego ze ścianą (Simpson Strong-Tie)

Połączenie na Rys. 13 jest wzięte z Rys. 9. Siła z krzyżulca (N), patrz Figę. 12), może być podzielona. W takim przypadku siły muszą „przejsć” przez wiele węzłów na swojej drodze do fundamentów.

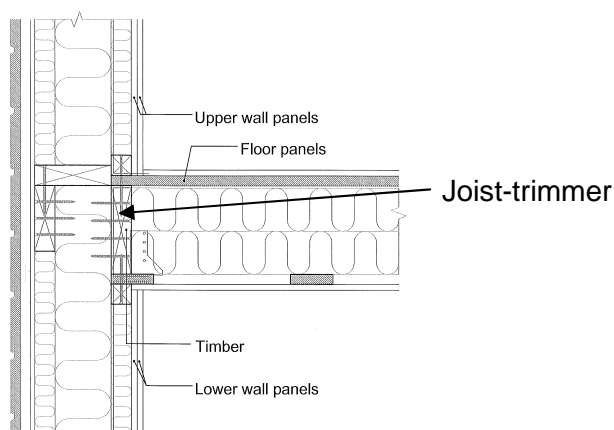


Fig. 14 Połączenie stropu ze ścianą

Jest wiele węzłów do przejścia dla sił, jak w detalu na Rys.14. Siły poziome w górnych panelach ściennych (pokrycie) i panelach podłogowych (płyty podłogowe) muszą być przeniesiony, przez kilka węzłów, do niższych paneli ściennych (pokrycie).

To jest osiągnięte przez wiele połączeń w następujących węzłach 1) górny panel ścienny (poszycie)/ górna pozioma rama drewniana 2) górna pozioma rama drewniana / drewniana kotew w podłodze 3) podłoga (płyta podłogowa)/ drewniana kotew w podłodze 4) drewniana





kotew w podłodze/ dolne poziome zwieńczenia 5) dolne poziome zwieńczenia/ dolne panele ścienne (poszycie).

## 7 Literatura

- [1] Thomas Herzog et al.,  
“Timber Construction Manual”,  
Birkhäuser, Basel, 2004
- [2] H.J. Blass et al.,  
“Timber Engineering STEP 2 – Design – Details and structural systems”,  
Centrum Hout, The Netherlands, 1995

Rozdział 14 został opracowany przez: Anders Søvsø HANSEN, VIA University College, School of Technology and Business, Horsens / Dania.



## MOSTY DREWNIANE

### 1 Wstęp

Ostatnie dwa dziesięciolecia pokazały, że jest rosące zainteresowanie drewnianymi mostami w wielu krajach europejskich. Jest tego kilka powodów. Narastające zainteresowanie pytaniami środowiskowymi i trwałością z pewnością stworzyło drogę dla wykorzystania drewna konstrukcyjnego, lecz także nowe i nowatorskie jego wykorzystanie, takie jak płyty warstwowe czy lepsze połączenia, odgrywały istotną rolę

Faktem jest, że żelbet nie okazał się być materiałem wiecznym - wiele krajów doświadczyło poważnych problemów z mostami betonowymi zbudowanymi w latach 60-ych i 70-ych. Dochodzi do tego entuzjizm pojedynczych inwestorów.

Zaczynamy tę część od krótkiej powtórki historycznej zanim przeanalizujemy najpopularniejsze typy i rozmiary mostów drewnianych. Przejdziemy następnie do głównych systemów konstrukcyjnych, dla konstrukcji wsporczych i pomostu. Połączenia i szczegóły są bardzo ważne dla jakości mostów drewnianych, może jeszcze bardziej niż dla innych konstrukcji drewnianych. W ogólności, nie uważa się wzbudzenia dynamicznego za poważny problem dla większość mostów drewnianych, ale niektóre aspekty muszą zostać zasygnalizowane. Omówimy również niektóre aspekty wznoszenia i ekonomii mostów drewnianych. Najbardziej zasadniczym wyzwaniem dla mostu drewnianego jest być może pytanie o jego długowieczności, która objawia się w jego zabezpieczeniu i wytrzymałości.

Zakończymy kilkoma komentarzami na temat projektu Nordic Timber Bridge, który ma decydujące znaczenie dla rewitalizacji drewnianych mostów północnej Europy.

### 2 Krótki przegląd historyczny

Przed pojawieniem się pierwszych mostów żeliwnych (Iron Bridge koło Coalbrookdale nad rzeką Severn, otwarty w r. 1781), następnie stalowych (jeden z pierwszych głównych mostów stalowych, Most Króla Alberta nad Łabą, został otwarty w r. 1893), i w końcu żelbetowych, kamień i drewno były jedynymi dostępnymi materiałami do budowy mostów. Podczas gdy mamy wiele pięknych przykładów bardzo starych kamiennych mostów, to, z oczywistych względów, nie mamy takich z drewna. Pomimo że niektóre drewniane mosty przetrwały znaczny odcinek czasu, najślawniejszy na przykład jest most Kapellbrücke w Lucernie, zbudowany w okresie pomiędzy 1300 i 1333 rokiem, który wciąż stoi (odbudowany po pożarze w 1993 roku), większość starych drewnianych mostów po prostu zniknęła.

Most Caesara nad Renem, zbudowany około 50 p.n.e., jest podany jak jeden pierwszych dużych drewnianych mostów w Europie. Andrea Palladio (1508-80), włoski architekt, często



jest wspomniany w nawiązaniu do starych mostów drewnianych, dzięki jego wprowadzeniu do projektowania mostowej kratownicy drewnianej, jak i dzięki sławnym mostom, jak Ponte degli Alpini (1567) przy Bassano, które nadal tam stoi. Inny, Rheinbrücke, przy Schaffhausen w Szwajcarii, zbudowany przez Ulricha i Grubenmanna w latach 1755-58, został zaprojektowany z jednym przęsłem (119 m), ale władze miasta zażądały filara pośredniego. „Colossus”, drewniana kratownica łukowa o rozpiętości 104 m, zbudowany w 1812 roku przez Louisa Wernwaga, jest przedstawiony jako arcydzieło inżynierii i architektoniczne.

W Stanach Zjednoczonych w czasie budowy kolei w drugiej połowie XIX w. powstało wiele mostów. Jeden z nich, Cascade Bridge, zbudowany przez Thomsona Browna już w roku 1845, był mostem łukowym o rozpiętości 90 metrów i podany przez odwiedzającego szwajcarskiego inżyniera jako jedna z najpiękniejszych drewnianych konstrukcji w USA.

Jednakże, konkurując ze stalą i żelbetem, mosty kolejowe i drogowe z drewna zaczęły zanikać w XX wieku, oprócz tych o małych rozpiętościach. W drugiej kategorii (mostów krótkich) istnieje duża liczba drewnianych mostów zarówno w Ameryce Północnej jak i w Australii, ale większość z nich jest dość mało znaczący konstrukcjami i ledwie zauważalnymi przez podróżnych jako mosty. Większość konstrukcji będącymi drewnianymi mostami w dwudziestym wieku, są tak naprawdę kładkami dla pieszych. Około 1990r odnotowano zmianę i widzimy zauważalny wzrost liczby drewnianych mostów drogowych.

### 3 Typy i rozmiary

Mosty naturalnie są podzielone na dwie główne grupy: kładki i mosty drogowe (dla kołowego ruchu ulicznego). Skupimy się na drugiej, lecz zaczynamy od krótkiej powtórki o kładkach drewnianych.

#### 3.1 Kładki dla pieszych

Określenie kładka obejmuje również mosty dla połączonego ruchu pieszego i ulicznego. Takie mosty spotykamy w każdym kształcie i rozmiarze. Większość z nich jest prostymi mostami belkowymi, z masywnym elementami klejonymi warstwowo (*glulam*) albo kratownicowymi z typowymi rozpiętościami 15 do 20m. Jednakże, znajdujemy również dużą liczbę nowatorskich i spektakularnych projektów, taki jak 192 metrowy most w Essing w Niemczech (z rozpiętością swobodną 73m), nad Rhein-Main-Donau-Kanal, zbudowany w 1992r i pokazany na Rys.1.



Fig. 1 Kładka nad Rhein-Main-Donau-Kanal w Essing, Niemcy (foto: J. Sivertsen)

Inna interesującą kładką jest tak zwany most Leonardo. Zainspirowany przez szkic Leonarda da Vinci (kamiennego mostu nad „złotym rogiem”, ze Stambułu do Pery) norweski artysta Vebjorn Sand zbudował dosyć spektakularny most z drewna klejonego nad drogą główną (E-18) w Ås, na południe od Oslo. Most, zbudowany w 2001r. i pokazany na Rys. 2, ma około 120m długości, z głównym przęsłem dł. około 40m. Należy zaznaczyć, że most ten zastąpił jedną z najbrzydszych kładek we wsi.

Rysunek 3 pokazuje inną najnowszą norweską kładkę, zbudowaną w Lardal w roku 2001. Zbudowana z nasączonego olejem kreozotowym glulamem, z liną stalową wzmacniającą część środkową, ma rozpiętość przęsła 92 m i całkowitą długość około 130m. Most ten ma problemy dynamiczne, do których wrócimy później..



Fig. 2 Kładka Leonardo w Ås, na południe od Oslo, Norwegia (foto: Moelven Limtre AS)





Fig. 3 Kładka w Lardal, Norwegi (foto: A. Rönquist)





### 3.2 Mosty drogowe

Ogromna większość drewnianych mostów dla zwykłego ruchu drogowego ma krótkie przęsła (5 do 20m), jest typu płytowego i belkowego, często wykonane są z kompozytu drewniano-betonowego. Jakieś 20-25 lat temu drewno stało się interesującym materiałem również dla dłuższych przęseł mostu, zarówno w Europie jak i w Ameryce Północnej, i teraz znaleźć można sporą liczbę średniej wielkości mostów drewnianych, nawet na głównych drogach. Rysunki 4, 5 i 6 pokazują typowe przykłady współczesnych drewnianych mostów drogowych.

Rysunek 4 pokazuje Wennerbrücke nad rzeką Mur w Murau w Austrii. Wbudowany w 1993r., jest prawdopodobnie pierwszym dużym drewnianym mostem zbudowany w Europie obsługującym drogę główną. Główną częścią poparcia konstrukcji są cztery równoległe, paraboliczne 3-przegubowe łuki o rozpiętości 45m. Klejone łuki, razem z prostymi słupami klejonymi, podpierają cztery masywne dźwigary klejone, które z kolei wspierają prefabrykowaną, sprężoną betonową płytę mostu. Całkowita długość mostu to 85m. Całe drewno klejone ( $300\text{m}^3$ ) jest zrobione z nieoczyszczonego modrzewia, który był później powierzchniowo potraktowany bejcą. Ważną cechą tego mostu jest „efekt dachu” jego płyty.

Na Rys. 5 jest pokazany most Vihantasalmi nad Mäntyharju w Finlandii. Główny system wspierający składa się z trzech wieszarów jednowieszakowych z glulam, każdy o rozpiętości 42m. Całkowita długość mostu to 182m; został zakończony w 1999r. Płyta mostu jest strukturą kompozytową stalwo-żelbetowo-klejoną, w której dźwigary klejone przenoszą obciążenia podłużne, kratownice stalowe dają stężenie boczne, zaś żelbet tworzy płytę. Drewno jest zaimpregnowane kreozotem.



Fig. 4 “Wennerbrücke” over the river Mur at Murau, Austria  
(photo: Institut für Holzbau und Holztechnologie, TU Graz)



Fig. 5 Most Vihantasalmi w Mäntyharju w Finland (foto: K.Bell)



Fig. 6 Most Tynset, Norwegia (foto: K.Bell)

Most Tynset, pokazany na Rys. 6, opiera się na trzech podwójnych łukach. Główny łuk, 2-przegubowy łuk kratownicowy z glulamem, ma rozpiętość 70m, podczas gdy dwa mniejsze łuki są 3-trójprzegubowe masywnego glulamem, każdy o rozpiętości około 26,5m. Glulam konstrukcyjny jest zaimpregnowany kreozytem i pokryty miedzią. Łuki wspierają poprzeczne belki nośne ze stali, która z kolei podpierają płytę laminowaną o grubości 223mm, zrobioną z zaimpregnowanego kreozytem drewna konstrukcyjnego. Całkowita długość mostu, zbudowanego w roku 2001, to 124m.

## 4 Układy konstrukcyjne

Przykłady pokazane w poprzednim części są typowe dla współczesnego projektowania drewnianych mostów, jak również wskazują zakres rozpiętości dostępny współczesnej technice. W odpowiednich warunkach to jest prawdopodobnie realne aby most z konstrukcją drewnianą miał rozpiętość przeszło 100m, ale normalna rozpiętość dla drewnianego mostu leży dzisiaj w zakresie od 5 do 75m.

### 4.1 Łuki

Fakt, że na półowa mostów pokazanych wyżej są mostami łukowymi nie jest żadnym zbiegiem okoliczności. W większości współczesnych drewnianych mostów drogowych znajdujemy łuki o przeróżnym kształcie. Dla obciążeń równomiernych łuk będzie przenosić

obciążenie prawie wyłącznie przez ściskanie osiowe i jest stąd kształtem bardzo ekonomicznym.

#### 4.1.1 Geometria, materiał i konfiguracje

W zasadzie mamy trzy różne projekty łuków, jak pokazano na Rys. 7. Łuk ma zwykle formę paraboli (Wennerbrücke) albo koła (Tynset). Stosunek między rozpiętością ( $L$ ) i wysokością albo wyniesieniem ( $h$ ), to jest  $L/h$ , leży w przedziale od 4 do 8. Materiałem jest, we wszystkich praktycznych zastosowaniach, drewno klejone (glulam), zaś przekrój poprzeczny jest zwykle pełnym prostokątem dla niższych rozpiętości, do około 50m, podczas gdy dla większych rozpiętości normą są kratownice łukowe. Zarówno produkcja jak i transport ograniczają wielkość elementów z wygiętego glulamu o przekroju pełnym,

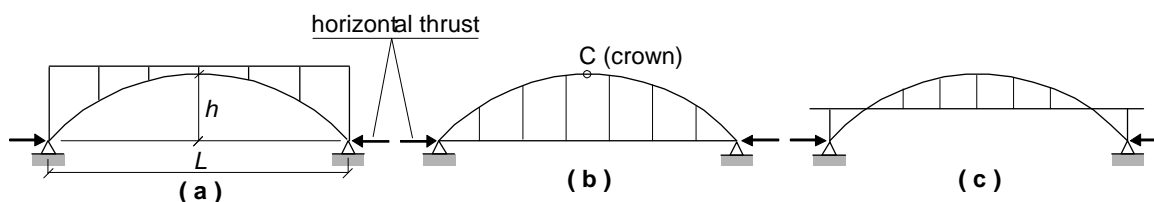


Fig. 1 Arch bridge designs

Konsekwencją jest to, że większość takich drewnianych łuków ma formę łuku 3-przegubowego, jak pokazano przy przegubie w kluczu (C) na Rys. 7b. To, oczywiście, sprawia że łuk jest statycznie wyznaczalny, co samo w sobie może być zaletą w razie zmian wilgotności, temperatury i położenia podpór.

Na Rys. 7a łuk znajduje się pod płytą, jak w Wennerbrücke, i płyta ta opiera się na łuku przez (drewniane) elementy ściskane. Na Rys. 7b łuk jest położony nad płytą, która jest zawieszona pod łukiem na stalowych elementach rozciąganych. W ostatnim przypadku, Rys. 7c, mamy rozwiązanie pośrednie. We wszystkich przypadkach pionowe obciążenie, ciężar własny i ruch kołowy, jest przekazywany na łuk, przez (zazwyczaj) pionowe elementy, zaś łuk przenosi je na podpory, głównie poprzez ściskanie osiowe. Ta siła ściskająca ma bardzo znaczną składową poziomą w podparciu, poziomy rozpór. W przypadkach a) i c), rozpór ten musi być zniesiony przez poparcie jako takie, co może ale nie musi być problemem. W przypadku b) mamy dwa sposoby zneutralizowania rozporu: przez podpory (węzłowie), jak w przypadku a) i c), albo przez ściągnięcie między podporami.

Posiadanie konstrukcji wsporczej pod płytą, jak w Rys. 7a, ma trzy wyraźne zalety: 1) płyta służy jako „dach” ochronny dla konstrukcji wsporczej, 2) żadne ograniczenie co do liczby (równoległych) łuków, i 3) poprzeczna sztywność systemu wsporczego jest łatwa do osiągnięcia.

Jednakże, w wielu przypadkach lokalizacja mostu nie nadaje się do tego rozwiązania, i łuki muszą być ustawione nad płytą, jak na Rys. 7b. W takim projekcie, a także w pośrednim na Rys. 7c, liczba łuków, dla mostu dwujezdniowego, to zwykle dwa, po jednym na każdym boku mostu.



#### 4.1.2 Niektóre problemy i wyzwania

Jeśli łuki są położone nad płytą to problem może stanowić usztywnianie boczne łuków. Przy wystarczającej wysokości, oczywistym wyborem są „kratownice wiatrowe” między łukami, w których łuki formują cięgna (jak pokazano dla głównego łuku Tynset na Rys. 6). Zostanie tam, jednakże, zawsze być dość długa niepodparta częścią przy dolnej części łuku, i to może wymagać dodatkowych zabiegów.

Dla mniejszych rozpiętości, wysokość nie pozwala na taką kratownicę, więc muszą być znalezione inne metody. Dla każdego z dwóch mniejszych łuków mostu Tynset (Rys. 6), gdzie  $L = 26,5\text{m}$  i  $h = 5,8\text{m}$ , nie ma miejsca na kratownicę. Za to, dwa środkowe wieszaki są ze stali, ze znaczną sztywnością giętą, i te wieszaki są sztywno podłączone z belkami krzyżowymi, stąd powstały dwie ramy w kształcie litery U, które zapewniają poprzeczne usztywnienie łuków.

Z pionowymi wieszakami (i słupkami w przypadku łuków pod płytą) duże skupione obciążenie osiowe, od prawdziwych albo nie ciężkich samochodów ciężarowych, które określają wszystkie normy mostowe, spowodują znaczne momenty zginające i siły tnące w łukach, oprócz ściskania osiowego. Dwa wykresy momentów gnących przedstawione na Rys. 8, wzięte ze studium wykonalności mostu 2-dwuprzegubowego o rozpiętości 80m, prezentują to bardzo wyraźnie. Rys. 8a pokazuje typowy projekt, z pionowymi wieszakami, podczas gdy Rys. 8b pokazuje alternatywny projekt z przechylonymi wieszakami, tak zwany *łuk sieciowy*

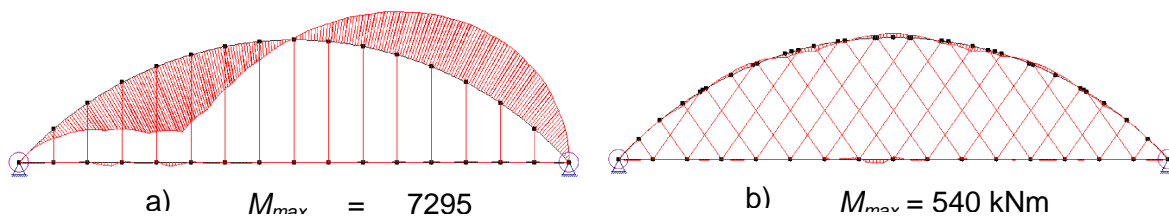


Fig. 7 Bending moments for two different cable arrangements, but roughly the same traffic loading

Obydwa wykresy są narysowane w tej samej skali jak obciążenie ruchem jest z grubsza takie samo, ale umieszczone tak aby dawać najwyższe momenty w łuku w obydwu przypadkach. Ściskanie osiowe, które nie zmienia się zbytnio wzdłuż łuku jest całkiem podobne dla obydwu przypadków, jednakże nieznacznie mniejsze w łuku sieciowym. Widzimy, że łuk sieciowy wprowadza obciążenie od pokładu do łuku w dużo bardziej sprzyjający sposób, zwłaszcza kiedy obciążenie drogowe jest umieszczone w kierunku jednej z podpór. To jest, jednakże, nie kompletna opowieść. Łuki sieciowe mają również problemy.

Duże momenty zginające i siły tnące wywołane przez duże siły skupione wprowadzone w łuku przez obciążenie drogowe poprzez wieszaki pionowe stwarzają kilka problemów. Jeden w szczególności, powiązany z rozciąganiem prostopadłym do włókien, powinien być wspomniany. Na Rys. 9 są pokazane momenty zginające i siły tnące dla jednego z mniejszych łuków mostu Tynset (Rys. 6), uzyskany przez analiza 2D ramy ze skupionymi obciążeniami drogowymi umieszczonymi blisko wieszaka najbardziej z lewej strony. Moment zginający na lewym łuku, powodując rozciąganie po wklęsłej stronie, powoduje (wywołane momentem) rozciąganie prostopadłe do włókien. W miejscu maksymalnego momentu, a stąd maksymalnego rozciągania prostopadłego do włókien ( $\sigma_{t,90,d}$ ), mamy również duże

naprężenia ścinające ( $\tau_d$ ), i spełnienie wymogu Eurocodu 5 - 1995-1-1 EN (EC5-1), wzór (6.53), może nie być łatwym zadaniem.

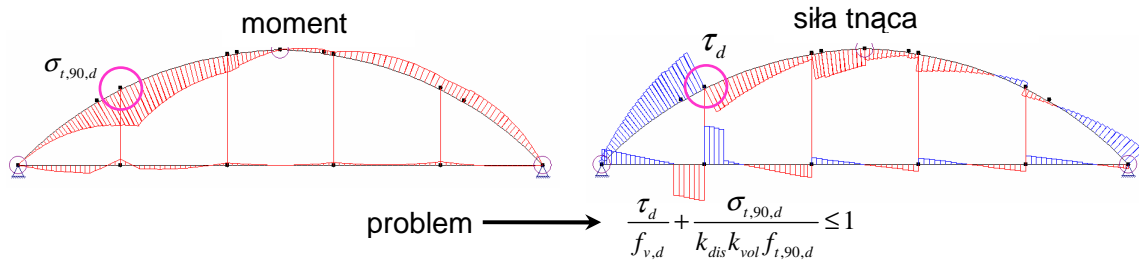


Fig. 8 Combined tension perpendicular to grain and shear stress – a problem for arches with vertical hangers

## 4.2 Kratownice

Alternatywą dla łuków mostów drogowych o rozpiętości ponad, powiedzmy 20m, jest kratownica w różnej postaci. Ponownie mamy trzy konfiguracje Rysunku 7: równoległe kratownice mogą być położone pod pokładem, jak pokazano na Rys. 10a, co umożliwiają więcej niż dwie kratownice, mogą być położone nad pokładem, jak pokazano na Rys. 10b, albo, rzadziej, pokład może być umieszczony między górnym a dolnym pasem kratownicy. Dla dużych rozpiętości, pas dolny zazwyczaj będzie zakrzywiony dla pokładem (Rys. 10a), podczas gdy górny pas, może być zakrzywiony jeśli kratownica jest położona nad pokładem, jak pokazano na Rys. 10b. Kratownica ma też przewagę nad łukiem że nie ma żadnego rozporu przy podporach. Ma również mniej ograniczeń w związku do produkcją i transportem gdyż pręty mogą być zmontowane z kilku części w punktach węzłowych. Połączenia są wyzwaniem, zaś poprzeczne stężenie pasa górnego, w przypadku projektu z kratownicą nad pokładem, jest niekoniecznie banalnym zadaniem.

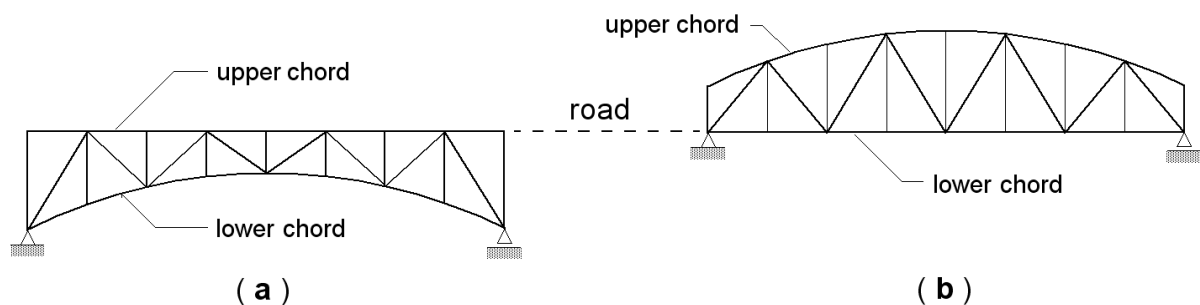


Fig. 9 Examples of trusses for road bridges, a) below the deck and b) above the deck

## 4.3 Inne systemy

Dla mostów drogowych o rozpiętości ponad 20-25m, dominują łuki i kratownice. Dla bardzo krótkich rozpiętości, do około 15-20m, drewniane płyty są używane zarówno jako element nośny jak i pokład. Co więcej, belki drewniane są używane jako główny element



konstrukcyjny przy małych rozpiętościach, często w związku (i w interakcji) z płytą żelbetową.

Dla kładek spotykamy takie same systemy wsparcia jak w mostach drogowych, ale również mamy tu różnorodność systemów łączonych, często z użyciem kabli stalowych jako dodatkowymi elementami konstrukcyjnymi (mosty wiszące kablone).

## 5 Płyty mostów

Ogromna większość kładek drewnianych ma pokłady zrobione z drewna, w takiej czy innej formie, z prostych drewnianych desek w krzyżujących się warstwach i różnymi typami płytami laminowanymi. Dla mostów drogowych sytuacja jest bardziej skomplikowana. Okazuje się, że standardowe materiały budowlane, takie jak żelbet, stal i drewno, są używane w wielu różnych połączeniach, od „czystych” pokładów betonowych do prawie „czystych” drewnianych. Można słusznie spytać, jak dużo drewna należy użyć w moście dla tego by został nazwany mostem drewnianym? Zazwyczaj decyduje o tym dominujący materiał systemu wsparcia, a przez to że pokład jest, w większości przypadków, drugorzędny elementem nośnym, to nie będzie miał w tym względzie pierwszeństwa. Dlatego też, Wennerbrücke (Rys. 4) jest z pewnością drewnianym mostem, pomimo że pokład jest zrobiony z betonu.

Z powodu braku miejsca, skoncentrujemy się na jednym szczegółowym typie pokładu zbudowanym głównie z drewna, tak zwany pokład drewniany laminowany ciśnieniowo. Pomysł pochodzi z Kanady, gdzie użyto go w 1976r przez Ministerstwo Transportu i Komunikacji w Ontario do rehabilitacji zniszczonego pokładu mostu z drewna laminowanego z gwoździami. Próba powiodła się i szybko okazało się, że oferuje on różnorodność możliwości również przy budowie nowych mostów. Rozwinięto tę technikę w Kanadzie i USA, ale szybko trafiła i do Europy czy Australii.

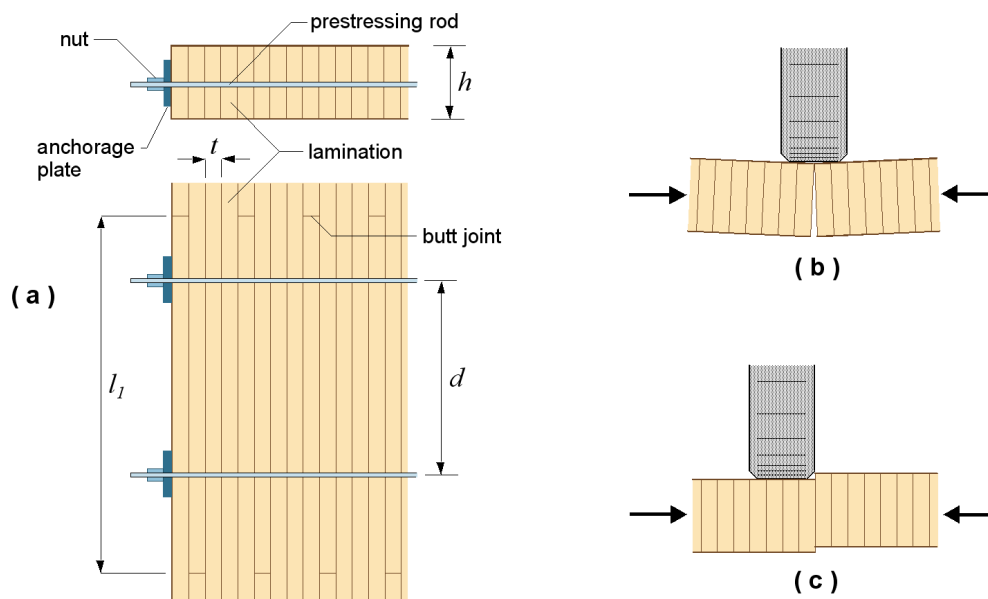


Fig. 10 Stress laminated timber deck - terms and principles



Podstawowa idea jest pokazana schematycznie na Rys. 11. Drewniane lamele (deski drewna konstrukcyjnego albo belki klejone - *glulam*) są ułożone piętrowo, tuż obok siebie, na pełnej szerokości pokładu, a pręty sprężające, w otworach przelotowych o regularnych odstępach ( $d$ ), sprawią, po naciągnięciu, że lamele zachowywać się będą jak płyta ortotropowa. Na Rys. 11b widzimy, że poprzeczne zginanie przejawia tendencję do otwarcia szczelin między warstwami laminatu na spodzie pokładu, a na Rys. 11c ścinanie poprzeczne wywołuje skłonność warstw do poślizgu pionowego. Obydwa te efekty muszą być zneutralizowane przez siły sprężające, i większość norm, wliczając w to Eurokod 5 - EN 1995-2 (EC5-2), wymaga, aby długookresowe siły naciągu uniemożliwiały poślizgi międzywarstwowe.

Lamele mają ograniczoną długość i dlatego muszą być łączone na styk, jak to pokazano na Rys. 11a. EC5-2 wymaga by nie więcej niż jeden węzeł stykowy wystąpił na co czwartej przyległej warstwie na długości  $l_1$  zdefiniowanej jako minimalna wartość z  $2d$ ,  $30t$  i  $1,2m$ , gdzie  $t$  jest grubością (szerokością) warstwy, zaś  $d$  jest odległością między prętami sprężającymi, patrz Rys.11.

W Norwegii prawie wszystkie drewniane mosty drogowe zbudowane w ciągu ostatniego dziesięciolecia mają drewniane pokłady laminowane warstwowo, w których warstwy w większości przypadków mają wymiary 48 na 223mm i są zaimpregnowane kreozotem. Długość laminatów to zwykle około 6m. Pręty sprężające są z takiego samego typu jak używane do betonu (zwykle Dywidag 15FW) zazwyczaj rozmieszczone w rozstawie ( $d$ ) około 600mm. Początkowe sprężenie wywołuje naprężenia normalne między lamelami równe około 1MPa. Jeśli sprężeni odbędzie się tylko raz, to większa jego część (80 % albo więcej) straci się dzięki efektowi pełzania i zmiany zawartość wilgoci w drewnie. Normalną procedurą jest więc powtórne sprężenie, przynajmniej raz, po okresie 6 do 12 miesięcy, a po tym zabiegu strata jest znacznie zredukowana. Rysunek 12 pokazuje pokład mostu Evenstad (1996), oraz szczegół prętów sprężających z innego norweskiego mostu drewnianego (Masor, 2005). Należy wspomnieć o tym, że wznoszenie takiego pokładu jest wyzwaniem logistycznym; więcej niż 40 różnych rodzajów nawierconych lameli (warstw) było zastosowane w pokładzie mostu Evenstad (który ma około 180m długości), a każda z nich była skrupulatnie oznaczona numerem typu.



Fig. 11 Układanie pokładuy mostu Evenstad (foto: Moelven Limtre) oraz detal mostu Måsør (foto: K. Bell)



Maksymalna wysokość ( $h$ ) drewna ciętego komercyjnie w Norwegii to 223mm. Dla tej wysokości rozpiętość laminatu warstwowego pokład mostu drogowego to około 5m, trochę więcej dla wewnętrzny przęsła i trochę mniej przez skarajnego. W przypadku warstw klejonych można oczywiście tę długość zwiększyć.

Jest bardzo ważne aby uniemożliwić wodzie powierzchniowej penetrację warstwy ścieralnej nawierzchni asfaltowej, dlatego też umieszcza się między drewnianym pokładem a asfaltem rodzaj błony imregnowanej. W przypadku konstrukcji projektowanych na długi okres użytkowania należy uzyskać wiarygodne informacje o jej zachowaniu długookresowym. Dlatego też Zarząd Norweskich Dróg Publicznych upracował całkiem rozbudowane systemy monitorujące w kilku ostatnio zbudowanych mostach drewnianych, koncentrując się szczególnie na naprężeniach w pokładach laminowanych. Monitorowane właściwości to głównie zawartość wilgoci w pokładzie i utrata siły sprężającej w prętach stalowych. Jest jeszcze za wcześnie na jednoznaczne stwierdzenia, ale wstępne obserwacje wydają się wskazywać, że zawartość wilgoci w pokładach z przeponami wodoszczelnymi stabilizuje się na poziomie ok. 10%, niezależnie od otaczającej wilgotności powietrza. Strata siły sprężającej jest znacząca w okresie bezpośrednio po naciągu początkowym, ale po ponownym naciągnięciu kolejnej stracie, siła wydaje się stabilizować o ile wilgotność również się stabilizuje. Jednakże, siła sprężająca zmienia się znacznie ze zmianami temperatury.

Jak już wspomniano, płyty warstwowe laminowane zachowują się jak płyta ortotropowa, a norma (EC5-2) sugeruje, że właśnie tak powinno być one analizowane. Jednakże, metody uproszczone, rozważające „płytę” jako siatkę, lub jako fikcyjne belki w kierunku laminowania, również mogą być stosowane. Norma określa właściwości użytych materiałów, i to określa skuteczną szerokość fikcyjnych belek. Dla SGN, norma przewiduje jak sprawdzić wytrzymałość na zginanie i ścinanie, ale ma też dodatkowy wymóg na siłę tnącą, która wiąże się z minimalną długoterminowym naprężeniem szczytkowym od sprężenia ( $\sigma_{p,\min}$ ) i wartość obliczeniową współczynnika tarcia,  $\mu_d$ , pomiędzy lamelami.

## 6 Połączenia i detale

Połączenia odgrywają ważną rolę we wszystkich typach konstrukcji drewnianych dowolnej wielkości, a drewniane mosty nie są tu żadnym wyjątkiem. Jak w ogóle, ich rola jest jeszcze bardziej krytyczna dla tych konstrukcji, odkąd musimy brać pod uwagę 3-ą klasę użytkowalności. W szczególności duże mosty drogowe stawiają duże wymagania w stosunku do połączeń. Z powodu braku miejsca, przy dużym doświadczeniu autora, zacieśnimy problem do "Norweskiego rozwiązania", które korzysta w znacznym stopniu ze szczelinowych stalowych płytek węzłowych w połączeniu z kołkami stalowymi. Ten typ połączenia był, bardzo dużych konstrukcji drewnianych, zapoczątkowany przez Moelven Limtre AS w związku z konstrukcjami dachowymi dla trzech dużych hal zbudowanych na igrzyska olimpijskie przy Lillehammer w roku 1994. Przeniesieni tych połączeń ze środowiska zakrytego do raczej surowego norweskiego klimatu zewnętrznego wymagało szczególnie poważnych rozważań, ale w końcu myśl ta stała się realna. Jakość stali, wymiary, jak również zabezpieczenie antykorozyjne stanowiły główne problemy z punktu widzenia długiego wymaganego czasu eksploatacji (100 lat). Zależnie od tego, jak dobrze połączenia mogą być chronione przed bezpośrednim kontaktem z wodą (z deszczu i/lub zachlapania), został użyta nawet stal nierdzewna.

Rysunek 13 pokazuje niektóre typowe przykłady, za zgodą Moelven Limtre AS, które to zaprojektowało połączenia we współpracy z Norconsult AS, będącymi doradcami technicznymi. Oba przykłady pochodzą z mostu Tynset, patrz Rys. 6 i 9. Na lewej stronie, Rys. 13 widać jak skrajny lewy wieszak na RYs. 9 jest połączony z łukiem (połączenie oznaczone jest kołem). Należy zauważyć, że masywny przekrój poprzeczny łuku składa się z czterech elementów (Glulam), sklejonych razem wzdłuż powierzchni bocznych, o szerokości 710mm. Szczeliny dla płytek stalowych są wycięte piłą z obu stron (wskazane przez przerywane koła), ale powinno się pamiętać, że łuk ma miedziany "dach", co będzie chronić połączenie przed deszczem. Po prawej stronie, Rys. 13, widać połączenie węzłowe górnego pasa łuku głównego. Należy zauważyć, że do pas sam w sobie jest połączony w punkcie węzłowym, i oprócz dwóch przekątnych doczepia się również do tego punktu stężenie poprzeczne (wiatrowe). Zauważmy również przerwę (20 mm) między dwoma częściami pasa. Ta przerwa jest zainjektowana zaprawą ekspansywną, po tym jak tylko łuk został zmontowany.

Trwałość zewnętrznych konstrukcji drewnianych bardzo zależy od wilgoci. Zasadą numer jeden jest trzymać wodę z daleka, a zasadą numer dwa jest zapewnienie ucieczki przez odpowiednią "wentylację", gdy jednak nie można powstrzymać jej napływu. Poprawne detalowanie jest pod tym względem niezwykle ważne. Kontrola dużej liczby drewnianych kładek w Norwegii pokazała, że większość zniszczeń jest spowodowana przez słabe rozwiązanie detali, jak np. niezabezpieczone zakończenie elementu drewnianego, brak przestrzeni dla ucieczki wilgoci, jak tylko ma miejsce jej zgromadzenie, i pionowe elementy ściskane opierające się bezpośrednio, bez porządnego zabezpieczenia, na powierzchniach, które są regularnie zamoczone.

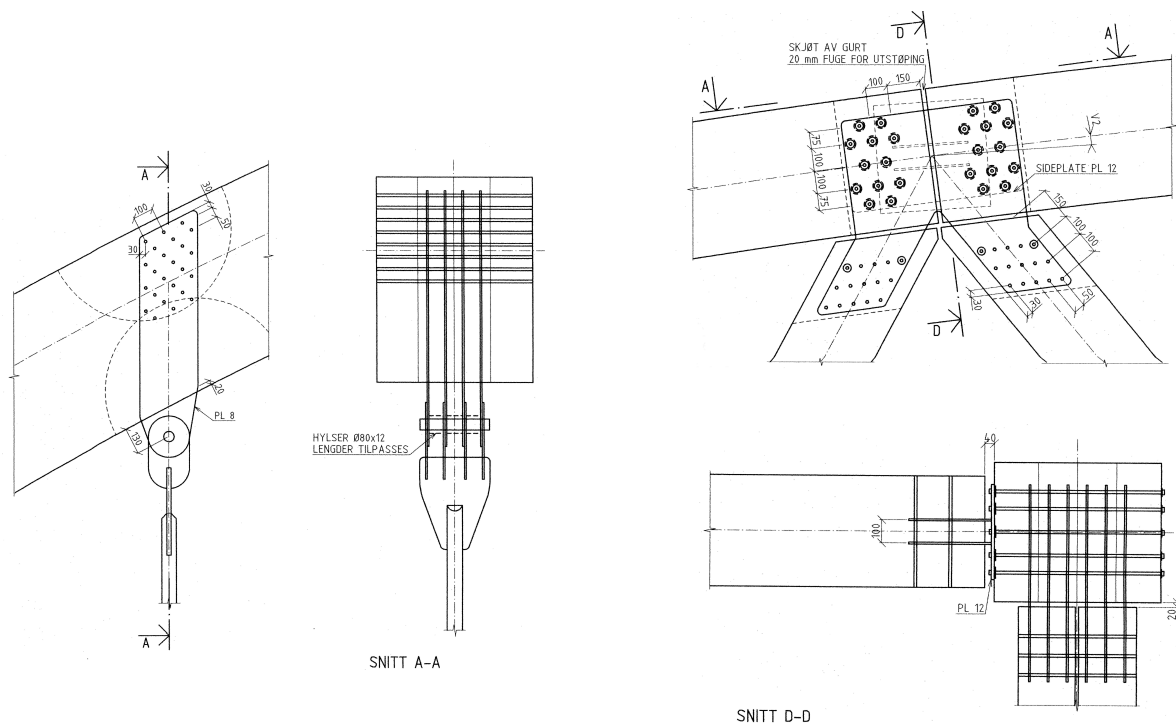


Fig. 12 Szczegóły połączeń mostu Tynset (za zgodą Moelven Limtre AS)



Szczegóły mogą również wpływać na estetyczne wrażenia z mostu. Rysunek 14 pokazuje dwa szczegóły mostu Tynset (Rys. 6), jeden z przegubów w kluczu jednego z mniejszych łuków, a drugi poparcie dwóch łuków. Tu architekt uzyskał całkiem sympatyczne efekty, i to niewielkimi nakładami pracy..



Fig. 13 Szczegóły mostu Tynset (fot.: K. Bell)

## 7 Efekty dynamiczne

Drewniane mosty drogowe są zwykle niezbyt wysmukłymi konstrukcjami, stąd niezbyt wrażliwymi na poważne efekty dynamiczne. Z wyjątkiem trzęsienia ziemi, które jest problemem dla większości konstrukcji na obszarach ziemi narażonych na trzęsienia, zmęczenie materiału jest prawdopodobnie jedynym efektem dynamicznym, który dotyczy większości mostów drogowych. Dla mostu drewnianego obciążenie drogowe jest zwykle większe w stosunku do obciążenia stałego, niż dla inne typy mostów, i wskutek tego zmian naprężeń może być znaczny. Zmęczenie nie jest rozważone jako duży problem dla samego drewna, ale połączenia to już inną sprawą. Badania przeprowadzone dla połączeń kołkowych użytych w wielu norweskich mostach drogowych pokazują, które połączenia tego typu faktycznie mogą ulec zmęczeniu [1]. Wyniki te, jak i inne tego typu, zostały użyte do skalibrowania aktualnych (bogaty w informacje) wymogów EC5-2 w tym zakresie (Aneks A).

Podczas gdy drgania drewnianych mostów drogowych są zwykle nieistotne, to nie może to być argumentem dla kładek dla pieszych, które często są całkiem smukłe. Wibracje od ruchu oieszego mogą, w szczególności, być problemem, zaś norma (EC5-2) zawiera oddzielny aneks (B) poświęcony temu problemowi. Przykładowo, wróćmy do kładki Lardal na Rys. 3, której model komputerowy jest pokazany na Rys. 15.



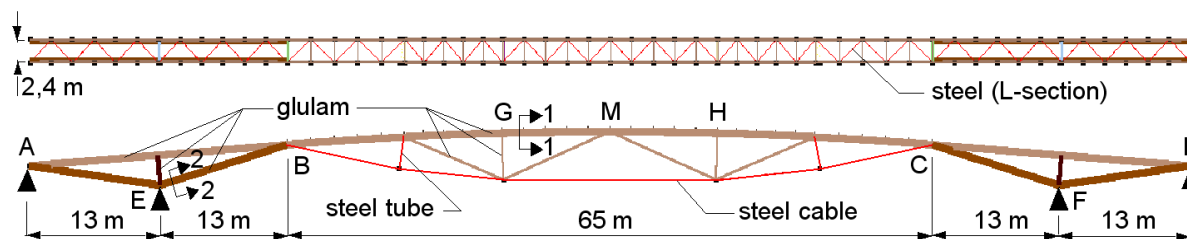


Fig. 14 Układ konstrukcyjny kładki Lardal (patrz również Rys. 3)

W dniu otwarcia spora liczba osób była obecna na kładce, co wywołało spory strumień ludzi przez most. Powtórzył się syndrom londyńskiego mostu Tysiąclecia: zostały zaobserwowane i wyraźnie doświadczono boczne wibracje. Niektórzy ludzie trzymali się balustrady i słownie wyrażali niepokój o zachowanie mostu. Było to swego rodzaju niespodzianką dla konsultujących inżynierów, gdyż ta postać drgań nie została wykryta w czasie analiz dynamicznych przeprowadzonych podczas etapu projektowania. Most stał się tematem rozprawy doktorskiej [2], i problem, który jest wciąż nierozwiązany, jest również streszczony w prezentacji na WCTE 2006 w Portland [3]. Kształt postaci drgań powodującej problemy jest pokazany na Rys.16.

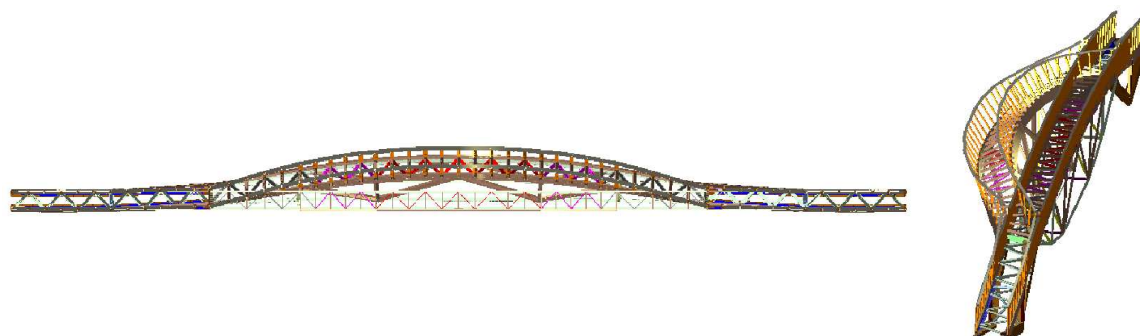


Fig. 15 Pierwsza postać pozioma drgań mostu Lardal – częstotliwość własna 0,83 Hz (najniższa wartość własna)

Obliczona częstotliwość własna jest taka sama jak wartość w rzeczywistości zmierzona na moście. Należy wspomnieć o tym, że wymagało to sporego dostrajania modelu zanim otrzymano zmierzoną częstotliwość. Pierwszy skrętna i pionowa postać drgań, ze zmierzoną częstotliwością własną 1,12Hz i 1,45Hz, odpowiednio, nie były wzbudzane przez zwykły ruch pieszych.

W pozycji [3] jest wgląd w różne sposoby wzmocnienia boków mostów, ale wstępna konkluzja jest taka, że przy obecnym stosunku szerokości do długości, ten projekt mostu osiągnął już swoją granicę, a może i jest poza nią. Tak w ogóle, to jest to bardzo wysmukła konstrukcja.



## 8 Zabezpieczenie i trwałość – konserwacja

Konstrukcje mostowe zwykle są zaprojektowane na długi czas pracy, od 60 do 100 lat. W Norwegii normalny czas dla mostu wynosi 100 lat, również dla tych drewnianych. Czy jest to realne bez znacznych i kosztownych prac konserwacyjnych? Odpowiedź na to pytanie różni się, zależnie od preferowanego materiału, i zależnie od tego, gdzie się żyje. Niektóre kraje są dużo bardziej restrykcyjne niż inne, jeśli chodzi o wykorzystanie chemicznej obróbki drewna..

Współczesne drewniane mosty nie miały wokół wystarczająco długo dla ostatecznych oświadczeń zostać zrobionym. Jednakże, jeśli patrzemy na jakiś z drewnianych mostów czasu przeszłego, z których jakiś był, albo były używane dla więcej niż 100 lat, wydaje się całkiem realny do budowy ciała długo trwanie przez drewno przetrwać most. Głównym wrogiem jest wilgoć. Jak już wspomnieliśmy, zasadą numer jeden jest trzymać wodę z daleka. To jest nie zawsze możliwe, i nawet jeżeli będziemy mogli zrobić adekwatną osłonę od deszczu i śniegu, drewno będzie po wpływie wilgoci w otaczającym powietrzu. Dlatego jest to tak ważne, żeby drewno mogło wysychać, przez właściwą wentylację, jak i zapewnienie trzymania wody z daleka.

Odporność na wilgoć zależy od typu i jakości drewna. Drewno konstrukcyjne w nordyckich krajach jest, prawie wyłącznie, ograniczone do świerku i sosny. Syberyjski modrzew, który jest traktowany jako bardziej wytrzymały gatunek, jest dlatego używany, przynajmniej jeśli chodzi o kontynent. Badania przeprowadzone w Norwegii wydają się wskazywać, że modrzew jest niewiele trwalszy niż twardej sosny.

Chemiczne środki konserwujące mogą znacznie poprawiać wytrzymałość drewna konstrukcyjnego, a w szczególności impregnacja ciśnieniowa. W krajach nordyckich tylko sosna jest kandydatką takiej impregnacji, zaś środkiem konserwującym jest sól miedzi ( $C_u$ ), albo krezot. Inne kraje mają inne zasady co do stosowania takich środków. W Europie, Norwegii i, do pewnego stopnia, Finlandii, były dotąd dość liberalne i dopuszczały zarówno sól jak i krezot do impregnacji drewna, w konstrukcjach infrastrukturalnych, takich jak mosty i linie wysokiego napięcia, maszty i słupy. Stąd, norweska praktyka aż do teraz pozwala użyć "podwójną dawkę" chemicznej obróbki we wszystkich krytycznych częściach mostów drewnianych. Obróbka ta składa się ze słonej impregnacji ciśnieniowej lameli przed sklejeniem, a nastąpić ciśnieniowej impregnacji krezotem części wykończonej, jedna połowa łuku trójprzegubowego. Pomimo tej raczej rozległej obróbki chemicznej, większość powierzchni z poziomą częścią jest również "mechanicznie" zabezpieczona, na przykład przez pokrycie miedzią. Przykładowo, najwyższa strona wszystkich łuków mostów Tynset (Rys. 6) są pokryte miedzią, jak również górna powierzchnia jego pasa dolnego.

Inny przykład jest pokazany na Rys. 17, jednego z najnowszych mostów łukowych, mostu Fretheim. Trójprzegubowy łuk ma wolną rozpiętość około 40m, a zdjęcie daje dobry obraz zastosowanej miedzi. Widzimy również podparcie łuku, które mieści (podwojony) pręt stalowy, której jest zmuszone przykryć całą podstawę łuku. Obydwa boki łuku są pokryte krezotową żaluzją, zabezpieczającą zarówno przed deszczem jak i słońcem masz łuk, a zarazem dostarczać adekwatnej wentylacji maszynemu łukowi z glulamem. W tym konkretnym przypadku sam łuk nie jest zaimpregnowany krezotem, ale glulam jest zaimpregnowany ciśnieniowo solą (z  $C_u$ ). Można jedynie spytać, czy impregnowanie łuku jest w tym przypadku w ogóle potrzebne.

Większość krajów ma znacznie bardziej sztywne podejście do chemicznych środków konserwujących, niż obecnie w Norwegii, i jest pewne prawie, że Norwegia szybko będzie musieć nałożyć ograniczenia, podobne do tych przyjętych przez większość krajów europejskich. Łuki mostu Fretheim pokazane na Rys. 17 jest przykładem tego rodzaju projektu, który mogłoby być słabo, jeśli w ogóle, chroniny chemicznie. Łuk z glulamu powinien przetrwać, nawet bez jakiegokolwiek obróbki chemicznej. "Żaluzje" na bokach łuków na pewno mogą być zrobione bez impregnacji; prawdopodobnie musielibyśmy oczyszczać je od czasu do czasu, ale jeśli odpowiednio to zrobimy, operacja ta mogłaby być przeprowadzona na rozebranych żaluzjach.



Fig. 16 Most Fretheim we Flåm w zachodniej Norwegii (fot.: R. Abrahamsen, SWECO Grøner AS)

Jeśli zajdzie taka potrzeba, mogłoby również być wymienione raz czy dwa podczas "życia" mostu, bez znacznych kosztów.

Warto zauważyć, że opracowywane są teraz projekty jakiegoś dodatkowego zabezpieczenia łuków i kolumn z moście Wennerbrücke (Rys. 4), który jest użytkowany od 15-u lat. Pokryte zostaną tylko zewnętrzne powierzchnie łuków i kolumn, aby chronić przed zarówno deszczem (podczas wiatru) jak i słońcem. Pokrycie będzie z drewna, ale projekt jest jeszcze nie sfinalizowany.

Odpowiednio zaprojektowana ochrona pozwoli, aby koszt prac konserwacyjnych na drewnianym moście był podobny do takiego kosztu w przypadku mostów z betonu i stali. Jeśli drewniany most warstwowy drewniany pokład sprężony, pręty sprężające prawdopodobnie będą potrzebować od czasu do czasu dociągnięcia. Powszechnie przyjmuje się w Norwegii, że częstotliwość tej operacji wynosi około 1 na 15 lat. Jednakże, ten typ pokładu nie wydaje się wymagać skomplikowanego złącza dylatacyjnego na końcu pokładu. Pomiary pokazują, że zawartość wilgoci zmienia się bardzo mało w ciągu roku, jak również współczynnik rozszerzalności termicznej, (w kierunku włókien), są mamy bardzo małe wydłużenia pokładu. Most Evenstad (Rys. 12), który ma 180m długości i sprężony warstwowo drewniany pokład, faktycznie nie ma takiego złącza, a nie można tam zauważyć jakiegokolwiek pęknięcia w nawierzchni asfaltowej. Nieznaczne pęknięcia występują jedynie w obrębie poprzecznych belek pokładu, ale są one bez znaczenia.



## 9 Wznoszenie i ekonomia

Prawdopodobnie najbardziej przekonującym argumentem przemawiającym za mostem drewnianym jest jego szybkie i stosunkowo łatwe wznoszenie. Segmenty mogą być zgromadzone na miejscu i, z powodu stosunkowo niskiej wagi, podniesione na miejscu przez żurawie samojezdne. Rysunek 18 pokazuje jak część mostu Evenstad nad rzeką Glomma w południowej Norwegii jest stawiana na swoje słupy betonowe w rzece. Most ten, wzniesiony w 1996r, składa się z pięciu jednakowych kratownic, zrobić z glulamem zaimpregnowanego kreozotem. Rozpiętość wynosi około 36m. Każdy segment został zmontowany na miejscu na tymczasowej "drodze" na rzece (patrz lewe zdjęcie na Rys. 18), a następnie podniesiony na filary (prawe zdjęcie). Kiedy ustawiono segmenty na miejscu, tymczasowa droga została usunięta równocześnie ze wznoszeniem pokładu, patrz Rys. 12.



Fig. 17 Erection of Evenstad bridge in 1996 (photo: Moelven Limtre AS)

Wszystkie drewniane mosty drogowe powstałe w Norwegii w ciągu ostatniego dziesięciolecia, a mamy teraz sporą liczbę takich mostów, zostały zbudowane po głębokim namyśle wg różnych kryteriów, gdzie ekonomia była jedynym z najważniejszych. W większości przypadków drewno rywalizowało pozytywnie, w cenie, ze stalą i betonem, szczególnie jeśli rozważa się podobne koncepcje (np. łuk albo kratownica). Dla mostu Tynset (Rys. 6), najbardziej ekonomicznym projektem był prostoliniowy dźwigar stalowy. Jednakże, mieszkańcy wsi Tynset domagali się charakterystycznej konstrukcji, mającej zastąpić stary, jednokierunkowy, most wiszący. Łukowy most ze stali okazał się być droższym do zbudowania, niż wybrany wariant drewniany.

Dla określonych rozpiętości (5 - 50m) drewniane mosty, albo kompozytowe drewniano-betonowe, są ekonomicznie atrakcyjnymi alternatywami również w Szwecji i Finlandii. Otoczeni mostu może być ważnym czynnikiem przy wyborze typu mostu i jego materiału, a jeśli szybkie wzniesienie ma znaczenie, z jego gospodarczymi implikacjami, drewno z pewnością może zwyciężyć.



## 10 Projekt Nordycki Most Drewniany

Powrót drewnianego mostu w krajach nordyckich jest wynikiem Porjektu Nordycki Most Drewniany, który został zrealizowany w trzech etapach od 1994r do 2001r. Głównym cel programu było podniecinie konkurencyjności drewna jako materiału mostowego, w porównaniu z betonem i stalą. Program był wspólnym dziełem Finlandii, Norwegii i Szwecji. Dania również uczestniczyła w dwóch pierwszych etapach projektu, a Estonia była obserwatorką.

Całkowity budżet, około 20 milionów koron norweskich, został sfinansowany przez przemysł drzewny i władze drogowo-mostowe (50%), Nordycki Fundusz Przemysłowy i Nordyckie Drewno (30%) oraz przez państwowe fundusze badawcze (20%).Całkowity projekt został podzielony na około 20 podprojektów, obejmujących cały obszar, od badań rynku i gospodarki do projektu konstrukcyjnego i trwałości. Każdy podprojekt przedstawił swój własny raport. Zosatły zorganizowane trzy konferencje Nordycki Most Drewniany, jak również parę krajowych warsztatów i seminariów. Wiele artykuły było publikowanych na konferencjach, magazynach, czasopismach i gazetach. Ważnym wynikiem projektu było pojawienie się ograniczonej liczby entuzjastów, którym udało się przewyciężyć pewien wrodzony sceptycyzm, co pozwoliło sfinalizować kilka udanych projektów pilotażowych. Więcej szczegółów o projekcie można uzyskać od osób kontaktowych, umieszczonych w spisie lieratury [4].

## 11 Uwagi końcowe

Silny norweski akcent tego rozdziału pod żadnym względem nie sugeruje, że Norwegia ma pierwszoplanową rolę w projektowaniu mostów drewnianych. Raczej jest to wynikiem doświadczeń autora. Niektóre rozwiązania są szczególnie właściwe dla Norwegii, głównie z powodu naszych dość liberalnych zasad dotyczących chemicznych środków konserwujących, ale przy odrobinie szczęścia rozdział da całościowy obraz współczesnego drewnianego projektowania mostowego. To jest, jednakże, dość nowy obszar i jest wciąż wiele wyzwań, w szczególności odnośnie trwałości w przyszłości, kiedy to nie będzie można tolerować dużego wykorzystania niebezpiecznych substancji chemicznych. Połączenia przedstawiają odrębne wyzwanie, i będziemy prawdopodobnie również spotykać nowe albo zmodyfikowane konstrukcje z nowatorskimi sposobami zabezpieczeń, które zapewnią długi czas pracy ustroju z umiarkowanymi kosztami utrzymania.

W Norwegii nasze współczesne drewniane mosty zostały dobrze przyjęte, zarówno przez ludzi żyjących obok nich, jak i tych którzy je wykorzystują, i wydaje się usprawiedliwionym stwierdzenie, że mosty drewniane zadomowią się w naszym życiu na dobre.





## 12 Literatura

- [1] K.A. Malo, A. Holmestad and P.K. Larsen,  
“Fatigue strength of dowel joints in timber structures“,  
9<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, WCTE 2006, Portland, Oregon, August 2006
- [2] A. Rönquist,  
“Pedestrian induced lateral vibrations of slender footbridges“,  
Doctoral Theses 2005:102, Norwegian University of Science and Technology,  
Trondheim
- [3] A. Rönquist, L. Wollebæk and K. Bell,  
“Dynamic behavior and analysis of a slender timber footbridge“,  
Conference on Timber Engineering, WCTE 2006, Portland, Oregon, August 2006
- [4] Nordic Timber Bridge Project – contact persons:  
Finland: Arne Jutila / arne.jutila@hut.fi  
Norway: Erik Aasheim / erik.aasheim@troteknisk.no  
Sweden: Martin Gustafsson / martin.gustafsson@tratek.se

Rozdział 15 został opracowany przez: Kolbein BELL, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim / Norwegia.

## Rozdział 16

**TRWAŁOŚĆ KONSTRUKCJI DREWNIANYCH****1 Wstęp**

Trwałość drewna jest to jego odporność na działanie niszczących czynników fizycznych, chemicznych i biologicznych. Miarą trwałości drewna jest okres, w jakim drewno zachowuje swoje właściwości użytkowe w normalnych warunkach eksploatacji. Jest ona różna dla różnych gatunków drewna, lecz nie zależy od ich gęstości, a od obecności pewnych składników szkodliwych dla grzybów lub owadów [2]. W związku z tym drewno bielaste jest zawsze podatne na korozję biologiczną, a drewno twarde mniej lub bardziej trwałe (rys.16.1, tab. 3.3).

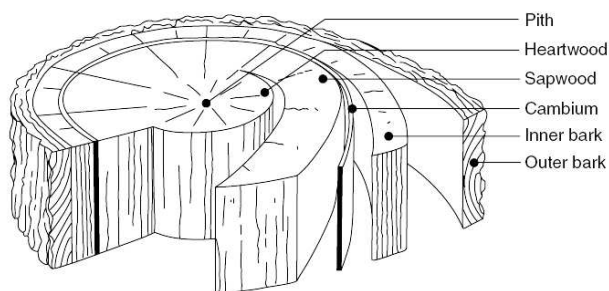


Fig. 1 Przekrój pnia drzewa

**2 Naturalna trwałość drewna**

Ogólny podział gatunków drewna ze względu na trwałość zależy od tego, w jakich warunkach jest przechowywane. Gatunki drewna użytkowanego na wolnym powietrzu dzielimy na:

- bardzo trwałe (kaktusy, kasztan, orzech, wiąz, grochodrzew),
- średnio trwałe - świerk, sosna, jesion, jodła,
- mało trwałe - klon, brzoza, lipa, wierzba, topola, leszczyna, buk, jawor, osika, kasztanowiec.

Z kolei dla drewna zanurzonego stale w wodzie podział jest następujący:



- bardzo trwałe (ponad 500 lat) - modrzew, sosna, dąb, grab, grochodrzew, kasztan, wiąz,
- średnio trwałe (50-100 lat) - świerk, jodła, buk, olcha,
- mało trwałe (poniżej 20 lat) - brzoza, jawor, jesion, kasztanowiec, lipa, topola, wierzba.

W wodzie morskiej trwałość drewna jest mniejsza niż w wodzie słodkiej. Trwałość drewna w ziemi jest różna. Najlepiej konserwuje się drewno przykryte słabo przepuszczalnymi gruntami torfowymi. Szybkiej destrukcji ulega drewno umieszczone w przewiewnych gruntach piaszczystych o dużych wahaniami temperatury i wilgotności.

Trwałość drewna może wynosić od kilku lat (np. osika na wolnym powietrzu) do kilku tysięcy lat (np. dąb, modrzew - 2500 lat, heban znaleziony w grobowcach faraonów - 4500 lat). Drewno znajdujące się pod dachem lub w pomieszczeniach, o mniej więcej stałej temperaturze w ciągu roku, może zachować swoje właściwości przez 1000-2000 lat. W wyniku naturalnego starzenia się drewno stopniowo traci swoje właściwości i w wieku ok. 3000 lat rozpada się w proch [budogol1]. Największą trwałość drewno uzyskuje w warunkach stałej temperatury i stałej wilgotności powietrza.

Różna trwałość poszczególnych gatunków drewna i części ich pnia związana jest z kilkoma uwarunkowaniami natury chemicznej. Jednym z nich jest **udział ligniny**, który waha się w granicach 20-30%. Ten złożony, trójwymiarowy polimer związków fenolowych okrywając łańcuchy celulozy, utrudnia do nich dostęp strzępek i może działać hamująco na rozwój wielu gatunków grzybów. Przez przewód pokarmowy ksylofagicznych gatunków owadów lignina przechodzi niemal niestrawiona. Większa trwałość drewna iglastego, w porównaniu z wieloma gatunkami drewna liściastego, wynika m.in. z większego udziału ligniny.

Duży wpływ na trwałość drewna mają substancje dodatkowe, takie jak: garbniki, gумы, związki żywiczne, proteiny, cukry, witaminy i sterole. **Obecność żywic, gum i garbników** może hamować dostęp lub rozwój czynników niszczących drewno również po jego przerobieniu. Drewno twardzieli zawiera większe ilości tych substancji niż biel - stąd większa jego trwałość. Poprzez wydzielanie żywicy żywe drzewa bronią dostępu do drewna zarodnikom grzybów i owadom.

### 3 Mechanizmy zniszczenia

Główne mechanizmy psucia drewna to: grzyby, owady, ataki bakteryjne, ataki chemiczne i warunki pogodowe.

#### 3.1 Atak grzybiczy

Rozkład przez grzyby wymaga czterech podstawowych warunków rozwoju, które muszą być spełnione jednocześnie [3]: materiał drzewny jako źródło pożywienia, tlen (ponieważ grzyby są organizmami tlenowymi), woda i odpowiednia temperatura. Te podstawowe wymogi są w całości spełnione w lasach, oprócz okresu zimowego. Na szczęście, warunki te zazwyczaj nie są spełnione w konstrukcjach budowlanych. Czasami, usuwając tę część drewna, która jest najwrażliwsza na gnicie, t.j. biel (francuski: aubier, Niemiec: Splintholz, holenderski: spinthout, ang.: sapwood), patrz Rys. 1, sprzyjamy regulowaniu podstawowych potrzeb co

do jakości drewna. Na ogół, grzyby nie wpływają na konstrukcje drewniane, jeśli zawartość wody jest niższa niż  $22\% \text{ m}^3(\text{H}_2\text{O})/\text{m}^3(\text{dr})$ . Normy nt. drewna zawierają dokładne wskazówki co do zawartości wody w drewnie budowlanym. Najbardziej sprzyjający gniciu drewna zakres temperatury leży między  $19$  a  $31^\circ\text{C}$ ; za  $25^\circ\text{C}$  jest często optymalna. Grzyby przeżywiają temperatury ujemne ale umierają przy temperaturach przewyższających  $60^\circ\text{C}$ . Trzy główne typy rozkładów grzybiczych są pokazane na Rys.2.



Fig. 2 Rozkład grzybiczy: biały częściowy (a), biały pełny (b), brązowy (c) [2].

### 3.2 Atak owadów

Chrzążcze atakujące drewno są owadami zdolnymi do latania, składającymi jajka w porach drewna albo w pęknięciach, zaś larwy atakują bezpośrednio materiał drzewny. Są one obecne w całej Europie. Omówimy tylko te chrząszcze, które atakują drewno sezonowane (suszone). Najważniejsze z nich to: tykotek pstry (*Xestobium rufovillosum*), (francuski: grosse vrillette, niemiecki: Bunter/Gescheckter Nagekäfer, holenderski: bonte knaagkever z grote houtworm, ang.: Death Watch Beetle) i kołatek domowy (*Anobium punctatum*), (francuski: mały rozmiar vrillette, niemiecki: Gewöhnlicher oder Gemeiner Nagekäfer, holenderski: meubelkever, ang.: Common Furniture Beetle), Rys. 3.



Fig. 3 Kołatek domowy (a, b: dorosły owad, c: larwa)[2]

### 3.3 Atak bakteryjny

Bakterie powodują degradację całego drewna w prawie wszystkich środowiskach. Jednakże, ich produkcja enzymu jest wolna i dlatego powodują one stosunkowo małe uszkodzenia w porównaniu do innych "niszczycieli". Bakterie mogą powodować degradację zakonserwowanego drewna nawet bardzo wytrzymałego gatunku, również przy niskiej koncentracji tlenu [1].



### 3.4 Naturalne starzenie się

Naturalnego starzenie się drewna jest procesem nieodwracalnych zmian w jego wyglądzie i właściwościach pod wpływem długoterminowego oddziaływania czynników zewnętrznych takich jak: promieniowanie UV, powietrze, temperatura i zmiany wilgoci, w połączeniu ze stanem naprężeń. Niestety, obecna wiedza dotycząca naturalnego starzenia się drewna jest bardzo ograniczona (patrz punkt 2)

## 4 Klasy trwałości i zagrożenia

### 4.1 Klasy zagrożenia

Norma Unii Europejskiej EN 335 "Trwałość drewna i wyrobów drewno-pochodnych - Definicja klas zagrożenia atakiem biologicznym" określa tzw. klasę zagrożenia (francuski: classe de risque, Niemiec: Gefährdungsklasse, holenderski: risicoklasse, ang.: hazard class) danego środowiska eksploatacyjnego i lokalizacji geograficznej. Jest również jej wersja polska (patrz PN-EN 335-1:1996). Zgodnie z normą EN 335 określono klasy zagrożenia, podane w Tabeli 1.

Klasa zagrożenia	Ekspozycja	Atak biologiczny	Przykłady
1	poand terenem, przykryte (sucho)	chrząszcze, termity	zastosowania wewnętrzne, takie jak ramy drewniane domów szkielet. pokryte dachem i panelami
2	ponad terenem, przykryte	chrząszcze, termity	garaże, ramy okien, mosty zadaszone
3	nad terenem, nie przykryte (ryzyko częstego zamoczenia)	grzyby, chrząszcze, termity	belki mostowe i pokłady, hangary, okładziny budowlane bez ochrony
4	w kontakcie ze słońcą lub czystą wodą (ciągle)	grzyby, chrząszcze, termity, bakterie	ploty, mola, ściana domu z bali, wrota śluzy
5	słona woda (ciągle)	grzyby, chrząszcze, termity, skałotocze	cumowisko, filary mola, falochrony

Tab. 1 Klasy zagrożenia i występowanie czynników biologicznych wg EN 335-1





## 4.2 Klasy trwałości

Norma Unii Europejskiej EN 350 "Trwałość drewna i wyrobów drewno-pochodnych - Naturalna trwałość litego drewna" klasyfikuje naturalną trwałość drewna w stosunku do różnych nośników ataku biologicznego. Jest pięć klasa odporności wobec ataku grzybicznego (Tabela 2), dwu-klasowa skala (wrażliwy i wytrzymały) dla odporności na chrząszcze operujące w suchym środowisku i trzy-klasowa skala (wrażliwy, w miarę wytrzymały i wytrzymały) dla odporności wobec termitów i skałotoczy morskich. Ustalenie kategorii określonego gatunku drewna wymaga określenia jakości drewna w standaryzowanych testach. Przykłady drzew podane w Tabeli 2 dotyczą twardzieli.

Klasy trwałości	Opis	Przykłady
1	Wysoko trwałe	teak, azobe, iroko, jarrah, bilinga
2	Trwałe	Balau/bangkirai, karri, merbau, western red cedar, dąb europejski (French: chêne rouvre, German: Eiche, Dutch eik), robinia (grochodrzew, French: robinet faux acacia, German: Robinie, Dutch: robinia)
3	Średnio trwałe	red merati, jodła Douglasa
4	Lekko trwałe	świerk norweski (French: epicea, German: Fichte, Dutch: spar)
5	Nie trwałe	buk (French: hêtre, German: Buche, Dutch: beuk), jesion (French: frêne, German: Esche, Dutch: es), topola (French: peuplier, German: Pappel, Dutch: populier)

Tab. 2 Klasy naturalnej trwałości drewna narażonego na atak grzybiczny



### 4.3 Wybór klasy zagrożenia i trwałości

Dla każdego zastosowania w konkretnym środowisku użytkowym i lokalizacji geograficznej musi być wybrane drzewo o określonej minimalnej klasie wytrzymałości (patrz Tabela 3).

Klasa zagrożenia	Klasa trwałości				
	1	2	3	4	5
1	S	S	S	S	S
2	S	S	S	(S)	(S)
3	S	S	(P)		(S) – (P)
4	S		(P)	P	P
5	S	P	(P)	P	P

Tab. 3 Klasy zagrożenia wg EN-350

W wyżej przedstawionej tabeli znacznie oznaczeń jest następujące: S: wystarczający naturalna trwałość, (S): Naturalna trwałość w zasadzie wystarczająca, ale w specjalnych warunkach użytkowania, drewno musi być zaimpregnowane, (S)-(P): naturalna trwałość jest wystarczająca, ale wybór drewna, stopień ochrony drewna przez środki konserwujące i jego zastosowanie pozwala wybrać, czy drewno powinno być zaimpregnowane, czy też nie, (P): zastosowano impregnację, ale według w określonych warunkach użytkowania, naturalna trwałość może wystarczać, P: impregnowanie jest wymagane.

## 5 References

- [1] Bijen J.;  
"Durability of engineering structures",  
Woodhead Publishing Ltd, Cambridge, 2003
- [2] Krajewski A., Witomski P.;  
"Ochrona drewna",  
Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2003
- [3] Neuhaus H.;  
"Budownictwo drewniane"  
Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów, 2006

Rozdział 18 został opracowany przez: Andrzej MARYNOWICZ, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska.



## ODPORNOŚĆ OGNIOWA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

### 1 Wstęp

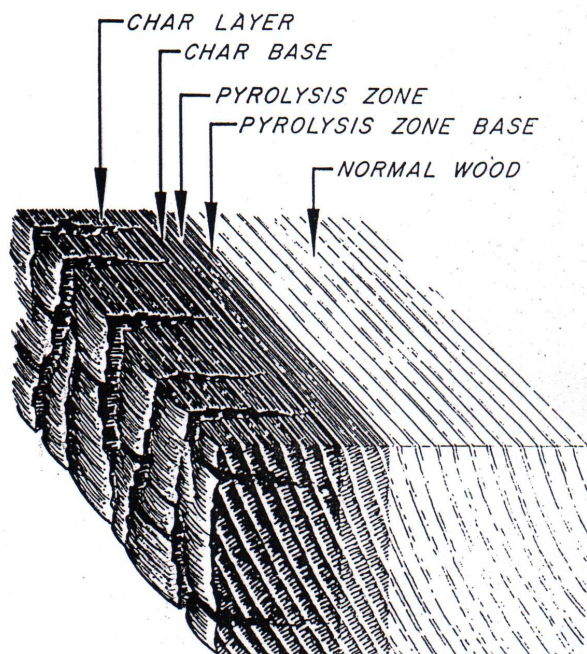
Nie można w prosty sposób opisać zachowania się materiału w czasie pożaru. Istnieją dwie zasadnicze jego fazy: faza rozwoju ognia oraz faza rozwiniętego ognia. Parametry materiału muszą być podzielone ze względu na te dwie fazy. Faza rozwoju ognia łączy się z szeregiem zjawisk, takich jak palność, łatwość zapłonu, szybkość rozprzestrzenia się ognia/płomienia po powierzchni jak również szybkość oddawania ciepła.

W pełni rozwinięty pożar oznacza, że wszystkie palne materiały zostały zajęte przez ogień. Pożądaną właściwością jest zachowanie nośności materiału w obrębie pożaru bez rozprzestrzeniania ognia poza strefę źródłową, bez ucieczki gorących gazów lub płomieni oraz bez rozprzestrzeniania ciepła na sąsiednie strefy nie objęte pożarem. Zdolność do przeciwstawiania się działaniu w pełni rozwiniętego ognia jest popularnie nazywana odpornością ogniową, ale w ogólności odnosi się go zazwyczaj tylko do elementu konstrukcji, nie zaś do materiału. Nośność nawet tak prostego elementu jak słup czy belka zależy przecież od m.in. od warunków podparcia, rozkładu i intensywności obciążenia.

Rozważając zachowanie się materiałów drewnopochodnych i litego drewna w czasie rozwijającego się pożaru zauważamy, że te pierwsze płoną, przez co kwalifikujemy je jako palne. Podczas gdy palna natura może być modyfikowana za pomocą pokryć czy impregnatów solnych, to żaden z tych środków nie może uczynić drewna niepalnym – co najwyżej może ten proces opóźnić. Lite drewno nie wykazuje tendencji do zapłonu – znane jest tylko kilka przypadków, kiedy to drewno uległo pierwsze zapłonowi. Lite drewno wymaga, i to przez relatywnie długi czas, temperatury powierzchni do zapłonu rzędu 400°C, bez zewnętrznego (inicjującego) płomienia, oraz ok. 300°C przy obecności płomienia. Wartości rzeczywiste są powiązane z gęstością, gatunkiem, zawartością wilgoci i czynnikiem kształtu/przekroju.

Drewno, będąc materiałem palnym, rozprzestrzenia ogień po swojej powierzchni na zasadzie zapłonu kolejnych, sąsiednich jej fragmentów. Jednak ze względu na trudność zapłonu, prędkość rozprzestrzeniania ognia po jego powierzchni jest niezbyt wielka, jak na materiał palny. Niemal wszystkie kraje dopuszczają do stosowania w zastosowaniach o niskim ryzyku drewno nie impregnowane. Szybkość uwalniania ciepła przez drewno jest oczywiście zależne od warunków początkowych, dostępności tlenu, a także gęstości, kształtu oraz rozmiaru elementu. Kraje europejskie opracowały własne zasady testowania elementów drewnianych oparte na powyższych parametrach, przez co nie ma wspólnych zasad pozwalających na ocenę ognioodporności drewna. Wszystkie kraje dopuszczają stosowanie drewna w wielu aplikacjach, zaznaczając, że jego zachowanie (w pożarze) nie jest szczególnie niebezpieczne.

Gdy drewno albo materiały drewno-pochodne są wystawione na działanie w pełni rozwiniętego ognia, wykazują wiele pożądanych cech. Podczas gdy odsłonięte powierzchnie zapalają się przy wystarczająco wielkim strumieniu ciepła, i początkowo spala się dosyć energicznie, to jednak szybko tworzy warstwę izolującą węgla drzewnego, patrz Rys. 1. Ponieważ drewno jest złym przewodnikiem ciepła to mamy do czynienia z bardzo słabym przenoszeniem ciepła do pozostałego nie spalonego materiału. Daje to wiele korzyści.



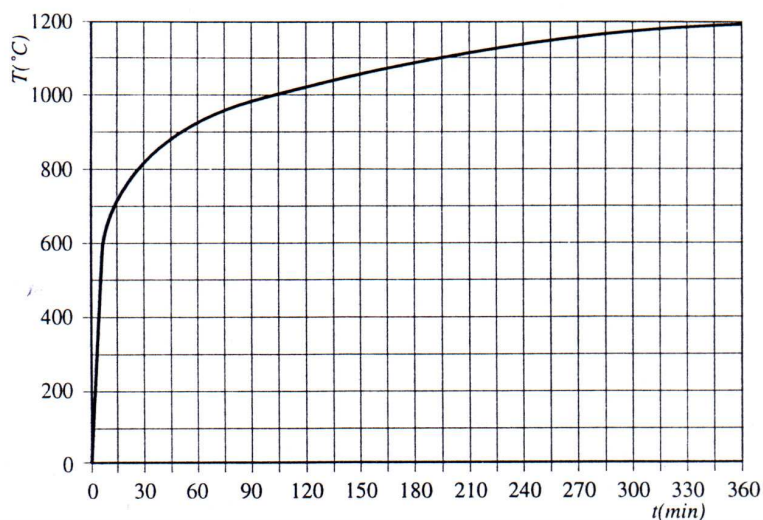
Rys. 1. Zmiany w drewnie na skutek działania ognia

W przypadku litego drewna, przekrój rdzenia pozostaje chłodny stosunkowo blisko strefy spalania. W konsekwencji, temperatura tkwiącej głęboko części jest niska i konstrukcja nie musi "równoważyć" szkód termicznych. Co więcej, ponieważ rdzeń pozostaje chłodny, zachowane są wszystkie fizyczne właściwości drewna (w stanie chłodnym) i jakkolwiek strata nośności jest efektem zredukowanego przekroju poprzecznego, a nie zmiany w właściwości fizycznych. Gdy są stosowane drewno-pochodne materiały osłonowe, zarówno w elementach konstrukcyjnych jak i okładzinowych, niska przewodność cieplna uniemożliwia ciepłu łatwe przeniesienie z gorącej do zimnej strony konstrukcji.

W pełni rozwinięty ogień jest scharakteryzowany w testach przed standardową krzywą temperaturowa-czas, pokazaną w ISO 834 (patrz Rys. 2) albo równoważną normę krajową. Istotne kryteria to:

- nośność (elementów oddzielających i nie oddzielających)
- integralność (elementy oddzielające)
- izolacyjność (oddzielające)

Krytyczne ugięcie i prędkości ugięcia są zwykle podane jako kryteria nośności. Jej spełnienie ogólnie jest oceniane za pomocą rozwinięcia szczelin nadmiernej wielkości (ustalane lokalnie) albo zapłonu włókna bawełnianego. Izolacja jest uznana za zachowaną, jeśli średnia temperatura sięgnie  $140^{\circ}\text{C}$  albo maksymalny wzrost  $180^{\circ}\text{C}$  jest przekroczone.



Rys. 2. Typowa krzywa czas-temperatura (w czasie pożaru) wg ISO

Drewno straci nośność jedynie wtedy, gdy przekrój poprzeczny nie zniszczony ogniem jest zredukowany do wielkości, przy której naprężenie w pozostałej części, poddane temu samemu obciążeniu, przekracza wytrzymałość drewna.

Materiały oparte na drewnie nie pękają oraz nie skurczą do czasu, gdy drewno nie będzie na tyle cienki, że niemal przepalony. Zachowanie drewna jest do przewidzenia tylko wtedy, kiedy jest wystawiony na działanie w pełni rozwiniętego ognia.

Wiele rezultatów badań drewna wykazało liniowy związek pomiędzy głębokością zwęglania a czasem. Dlatego też można przyjąć stałą prędkość zwęglania do obliczeń odporności ogniowej drewna. Następujące prędkości zwęglania  $\beta_0$ , pokazane w Tabeli 1, mogą być używane w prostych metodach konstrukcyjnego projektowania ogniowego, bez potrzeby uwzględniania zaokrąglania brzegów. Stąd resztkowy głęboki przekrój poprzeczny jest rozważony jako prostokątny w obliczeniach odporności ogniowej. Dokładniejsza ocena resztkowego przekroju poprzecznego uwzględniająca zaokrąglenie brzegów prowadzi do wolniejszych prędkości zwęglania.

Materiał		$\beta_0$ w mm/min
Lita biel	dla $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$ i $\min a \geq 35 \text{ mm}$	0.8
Klejona biel	dla $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0.7
Panele drewniane	dla $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ i $t_p = 20 \text{ mm}$	0.9
Lita twardziel	dla $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0.5



Twardziel klejona	dla $\rho_k \geq 450 \text{ kg/m}^3$	0.5
Dąb		0.5
Lita twardziel	dla $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0.7
Twardziel klejona	dla $\rho_k \geq 290 \text{ kg/m}^3$	0.7
Sklejka	dla $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ i $t_p = 20 \text{ mm}$	1.0
Panele dREW.-poch.	dla $\rho_k = 450 \text{ kg/m}^3$ i $t_p = 20 \text{ mm}$	0.9

Tab. 1 Obliczeniowe prędkości zwęglenia  $\beta_0$   
(gdzie  $t_p$  : grubość elementu, a: szerokość lub wysokość przekroju)

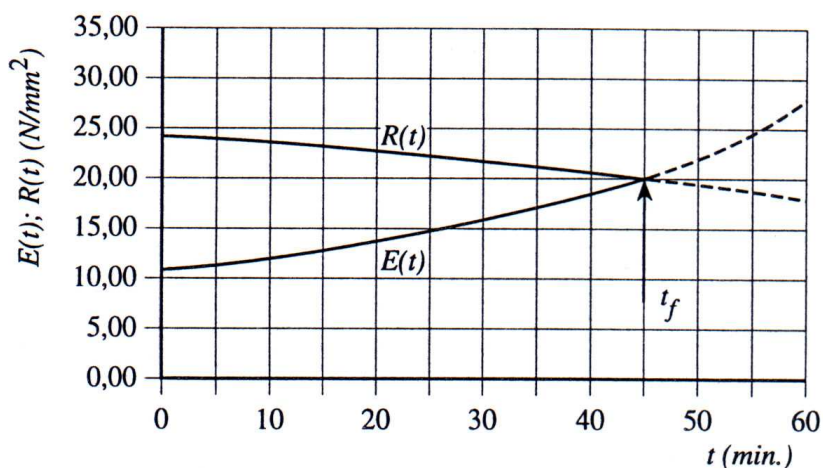
Dla wielu blisko upakowanych warstw prędkość zwęglenia może być obliczona w oparciu o grubość całkowitą.

## 2 Odporność ogniowa elementów drewnianych

Ogólnie, obliczenia odporności ogniowej podlegają takim samym zasadom, jak zwykłe projektowanie. Oznacza to, że stosuje się wartości charakterystyczne zarówno obciążeń jak i właściwości materiałowych.

### 2.1 Weryfikacja

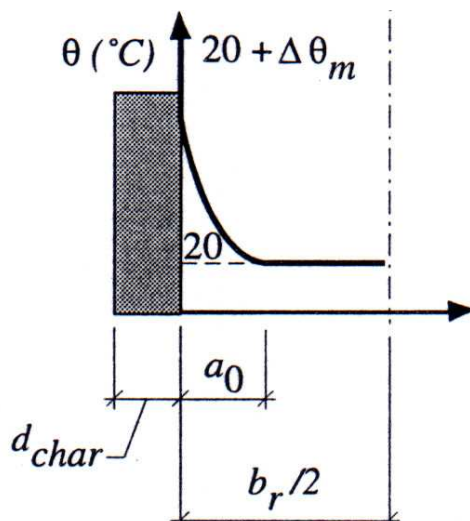
Efekt oddziaływań  $E(t)$  oraz odporności elementów drewnianych  $R(t)$  podczas ekspozycji na ogień pokazano na rys. 3. Odporność graniczna jest osiągnięta w czasie  $t_f$  kiedy  $R(t)$  staje się mniejsze niż  $E(t)$ . Z tego powodu weryfikację projektową przeprowadza się dla  $E_{f,d} < R_{f,d}$ .



Rys. 3. Efekt oddziaływań  $E(t)$  i odporności  $R(t)$  el. drewnianego podczas ekspozycji na ogień (gdzie:  $E_{f,d}$  jest projektowanym obciążeniem pożarem,  $R_{f,d}$  jest projektowaną odpornością ogniową)

## 2.2 Profile temperatury

Temperatura aktualnej linii zwęglenia (ang. *charline*) jest rzędu 300°C. Linia ta wyprowadzona z  $\beta_0$  może być przyjęta na poziomie 200°C. Dla ekspozycji ogniowej dłuższej niż 20 minut, temperatury otoczenia są osiągnięte w odległości poniżej linii zwęglenia, co jest stałe dla danego czasu ekspozycji. Odległość ta to około 30mm od linii zwęglenia (ok. 25mm dla linii odniesionej do  $\beta_0$ ). Kształt profilu temperatury pokazano na rysunku 4.



Rys. 4. Profil temperatury dla  $b_r > 2a_0$

### 2.3 Odporność ogniowa połączeń

Nośność połączeń wykonanych ze stali niezabezpieczonej przed ogniem jest znacznie obniżona przez działanie ciepła. Dookólne zabezpieczenie za pomocą drewna pozwala zabezpieczyć łączniki stalowe. Niezabezpieczone w ten sposób pole powierzchni łączników staje czynnikiem decydującym o ich zachowaniu w czasie pożaru.

W tabeli 2 podano wymiary i odległości dla niezabezpieczonych połączeń z odstępami typu drewno-drewno, spełniające minimalne wymagania podane w EC5: cz. 1-1, w zależności od czasu.

	Czas odporności ogniowej $t_{fi,d}$ [min]	Zabezpieczenie*
Gwoździe	15	$d \geq 2.8$ mm
Śruby	15	$d \geq 3.5$ mm
Sworznie	15	$t_1 \geq 45$ mm
Dyble	20	$t_1 \geq 45$ mm
Łączniki wg EN 912	15	$t_1 \geq 45$ mm
* $t_1$ jest grubością skrajnego elementu		

Tab. 2 Czas odporności ogniowej niezabezpieczonych łączników z bocznymi elementami drewnianymi

Dla czasów ogniotrwałości większych niż te podane w Tabeli 2, ale nie więcej niż 30 minut, i używając połączenia na kołki, gwoździe albo wkręty z nie wystającymi główkami, wtedy

- grubości elementów bocznych, oraz
- odległości łączników od końca elementu i od krawędzi

należy powiększyć o  $a_{fi}$  (patrz Rys. 5), dany jako:

$$a_{fi} = \beta_0 \cdot k_{flux} \cdot (t_{f,req} - t_{fi,d}) \quad (17.1)$$

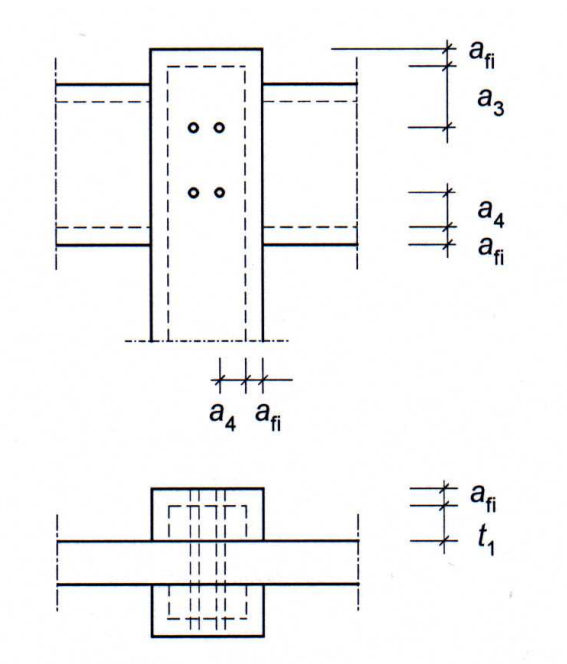
gdzie

$\beta_0$  prędkość zwęglenia wg Tabeli 1,

$k_{flux}$  współczynnik biorący pod uwagę zwiększony strumień ciepła przez łącznik;  
 $k_{flux}$  należy przyjąć równy  $k_{flux} = 1.5$ ,

$t_{f,req}$  wymagany czas odporności ogniowej,

$t_{fi,d}$  czas odporności ogniowej nie chronionego połączenia wg Tabeli 2



Rys. 5. Dodatkowe grubości w połączeniu

#### 4 Literatura

- [1] EN 1995-1-2:2004, Design of Timber Structures – Part 1-2: General – Structural fire design
- [2] Hartl, H.;  
“Fire resistance of timber members “,  
Chapter B17 from “STEP 1 – Timber Engineering“; First Edition, Centrum Hout,  
The Netherlands, 1995

Rozdział 17 został opracowany przez: Petr KUKLÍK, Department of Steel and Timber Structures, Czech Technical University in Prague / Czech Republik.



## KONSTRUKCJE DREWNIANE W ŚRODOWISKACH AGRESYWNYCH

### 1 Wstęp

Powierzchnie elementów z drewna, szczególnie dla tych z konstrukcji dachu, są wrażliwe na korozję chemiczną prowadzącą do procesu maceracji (łac.: *maceratio* - zmiękczać, rozmiękczać). Proces ten ma bardzo skomplikowaną naturę i ma silną zależność od zmian zawartości wilgoci w otaczającym powietrzu. Głębokość maceracji dochodzi nawet do 50 mm, w niektórych przypadkach. Ale w wielu przypadkach, dotyczy to szczególnie zastosowań przemysłowych, możemy zaobserwować wpływy wielu substancji chemicznych w stanie ciekłym i (przeważnie) gazowym.

### 2 Odporność drewna na kwasy i zasady

#### 2.1 Środowiska kwaśne

Elementy drewniane, które są wystawione na wpływy kwasów wykazują silną odporność na to środowisko. W zakresie z 2 do 7 pH, wpływ kwasów i siarczanów jest nieistotny. Jedynie w środowiskach o pH mniejszym albo równym 2 elementy drewniane zaczynają szybko korodować. Na przykład, elementy modrzewiowe pracują bardzo wydajnie w kominach przędzalni [1].

#### 2.2 Środowiska zasadowe

Zasady z pH 8 do 10 powodują intensywne pęcznienie drewna, po którym następuje rozpuszczanie węglowodanów, łącznie ze zmydleniem żywic. Przy wyższych stężeniach zasad następuje rozpuszczanie ligniny.

#### 2.3 Ośrodki gazowe

Badania doświadczalne nad wpływami niektórych gazów [1], np. dwutlenek siarki  $\text{SO}_2$ , siarkowodór  $\text{H}_2\text{S}$ , amoniak  $\text{NH}_3$  i chlor  $\text{Cl}_2$  pokazują, w większości przypadków, negatywny wpływ na ich fizyczne właściwości (Tabela 1). Badane próbki sosnowe były kondycjonowane przez 90 dni w zamkniętej komorze, po czym były mierzone ich właściwości wytrzymałościowe. Rezultat był taki, że wyższe negatywne wpływy zostały wygenerowane przez  $\text{Cl}_2$ .

Podobne badania zostały przeprowadzone na próbkach pobranych z drewnianego dachu fabryki wyrobów fosforowych w Szczecinie. Próbki zostały poddane testom na ścisnienie i





rozciąganie (Tabela 2). Interesujący faktem było to, że około. 50% próbek miało wytrzymałość na ściskanie większą niż próbki referencyjne (zgodne z polskimi normami), podczas gdy ich wytrzymałość na rozciąganie była znacznie niższa niż próbek referencyjnych. Efekt ten został spowodowany głównie przez wysokie stężenie  $H_2F_2$ , razem z silnym wpływem wilgoci otaczającego powietrza.

Dodatkowy czynnikiem była obecność 8-o centymetrowej utwardzonej warstwy jesionu w dolnym pasie kratownicy, który miał silne właściwości sorpcyjne. Było to powodem dużej akumulacji wody i dodatkowych reakcji wodna-gazy.

Typ wytrzymałości	Wytrz. próbek referenc. [kPa]	SO <sub>2</sub>	H <sub>2</sub> S	NH <sub>3</sub>	Cl <sub>2</sub>
Zginanie	1069	610	936	761	515
Ściskanie	560	509	637	554	270
Rozciąganie	1002	730	1095	938	343

Tab. 1 Wpływ niektórych gazów na wytrzymałość drewna [1]

Wytrzymałość	Rozciąganie		Ściskanie	
	Zbadane [kPa]	Odniesienie [kPa]	Zbadane [kPa]	Odniesienie [kPa]
$R_{max}$	940	-	690	-
$R_{min}$	149	550	487	300
$R_{mean}$	440	1000	606	400

Tab. 2 Wyniki badań próbek drewnianych [1]

Substancja	Koncentracja [%]	Gatunki iglaste				Gatunki liściaste	
		Świerk	Jodła	Sosna	Modrzew	Dąb	Buk
Kwas octowy	2	I	I	I	I	I	I
	5	I	I	I	I	I	I
	10	I	I	I	I	II	I
Kwas mlekowy	2	I	I	I	I	I	I
	5	I	I	I	I	I	I
	10	I	I	I	I	I	I
Kwas azotowy	2	I	I	I	I	II	II
	5	I	II	II	I	II	II
	10	I	II	I	I	III	II
Kwas solny	2	I	I	I	I	I	I
	5	II	II	II	II	II	II
	10	II	II	II	II	III	IV
Kwas siarkowy	2	I	I	I	I	I	I
	5	I	I	I	I	I	I
	10	II	II	II	II	III	III
Amoniak	2	I	I	I	I	II	II
	5	I	I	I	I	IV	III
	10	II	II	II	II	IV	IV
Wodorotlenek sodowy	2	I	I	I	I	II	II
	5	II	II	II	II	IV	III
	10	III	II	III	III	IV	IV

Tab. 3 Odporność drewna na niektóre substancje w temperaturze  $T=20^{\circ}\text{C}$  wg [2]

Jak widać w Tabeli 3, gatunki iglaste mają ogólnie większą odporność na oddziałujące substancje chemiczne. Dlatego gatunki iglaste (w konstrukcjach litych i klejonych) są powszechnie używane w budynkach produkcyjnych i składowych, szczególnie w tych do przechowywania soli, nawozów, węgla i w magazynach garbarni. Również konstrukcje dachu w składach odpadów, oczyszczalni ścieków, wanien solankowych i budynkach rolniczych, są często wykonane z drewna.



### 3 Literatura

- [1] Mielczarek Z.;  
“Drewno w konstrukcjach budowlanych”,  
6th International Conference on Timber Structures, Szczecin-Międzyzdroje 2004,  
Szczecin 2004
- [2] Neuhaus H.;  
“Budownictwo drewniane”,  
Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów, 2006

Rozdział 18 został opracowany przez: Andrzej MARYNOWICZ, Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska.

