

## WPŁYW ZMIAN CECH MATERIAŁOWYCH I GEOMETRII KONSTRUKCJI DREWNIANYCH NA ROZKŁAD SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Anna ŻAKOWICZ\*, Michał BASZEŃ

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

**Streszczenie:** W pracy opisano czynniki wpływające na zmiany cech materiałowych i geometrycznych elementów składowych konstrukcji drewnianych. Przeanalizowany został wpływ zmian sztywności elementów składowych oraz połączeń na wielkości sił wewnętrznych, przemieszczenia oraz wyężenie elementów konstrukcji. Analizy porównawcze przy zastosowaniu różnego rodzaju węzłów przeprowadzono dla dźwigara kratowego oraz dwukondygnacyjnej ramy hali magazynowej.

*Słowa kluczowe:* zmienność cech fizykomechanicznych drewna, budownictwo drewniane, podatność połączeń.

### 1. Wstęp

Drewno było pierwszym budulcem zastosowanym w prymitywnym budownictwie już wiele tysięcy lat temu. Łatwość dostępu pierwotnych ludzi do tego materiału powodowała, że większość początkowo wznoszonych budowli wykonywana była z wykorzystaniem drewna. Dopiero rozwój sztuki inżynierskiej oraz postęp techniczny pozwoliły na zastosowanie w budownictwie innych materiałów, takich jak kamień, ceramika, stal czy beton. Jednak mimo znacznie większego spektrum możliwości wznoszenia budynków i budowli w dzisiejszych czasach, drewno nadal cieszy się dużym uznaniem wśród konstruktorów i budowniczych ze względu na swoje cechy materiałowe i fizyczne.

Drewno i konstrukcje wykonywane z tego rodzaju materiałów cechuje wiele pozytywnych aspektów. Drewno jest bardzo ekologicznym materiałem, uzyskiwanym w procesach produkcyjnych niezbyt ingerujących w środowisko naturalne (oczywiście poza samym wyrębem drzew). Dodatkowo, jako materiał biodegradowalny w odróżnieniu np. od betonu czy materiałów ceramicznych, po przekroczeniu czasu użytkowalności ulega rozkładowi w sposób nieszkodliwy dla środowiska lub też zostaje wykorzystane przykładowo jako materiał opałowy.

Z punktu widzenia właściwości mechanicznych drewno charakteryzuje się znaczną nośnością i wytrzymałością przy stosunkowo niewielkim ciężarze własnym. Ta cecha w połączeniu z nowymi technologiami (np. konstrukcje klejone) powoduje, że konstrukcje

drewniane stosowane są w coraz bardziej skomplikowanych i wielkogabarytowych budowlach czy też obiektach inżynierskich, takich jak: przekrycia hal sportowych (Turner, 1977), kładki lub mosty o znacznych rozpiętościach (Gilham, 2010), budowlanych szczególnie na terenach gdzie wymagana jest szczególna dbałość o środowisko naturalne.

Oprócz pozytywnych cech drewno posiada i wady. Jest materiałem bardzo wrażliwym na wpływ czynników zewnętrznych, takich jak wilgoć i korozja biologiczna. Dodatkowo, jako surowiec naturalny, drewno jest materiałem bardzo niejednorodnym, zarówno pod względem różnych wytrzymałości względem kierunku wzrostu włókien w pniu drzewa, jak też ze względu na samo zróżnicowanie materiału i zmienne wartości cech fizykomechanicznych. Wynika to ze zróżnicowania gęstości drewna, występowania sęków, rozszczepień, itp. (Wood Handbook, 2010).

Norma PN-EN 338:2009 określa klasy drewna, którym przyporządkowane są wielkości fizyczne opisujące wytrzymałość konstrukcji, takie jak między innymi średni moduł sprężystości wzdłuż włókien ( $E_{0,mean}$ ), średni moduł sprężystości w poprzek włókien ( $E_{90,mean}$ ) czy też średni moduł odkształcenia postaciowego ( $G_{mean}$ ).

Wielkości te przyjmowane są jako stałe dla całej konstrukcji, jednak w rzeczywistości mogą się one różnić w poszczególnych elementach. Różnice te mogą wpływać w znaczący sposób na wielkości oraz rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji wykonanej z drewna (Baszeń, 2010).

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.zakowicz@kmb.pb.edu.pl

## 2. Wpływ czasu na właściwości konstrukcji drewnianych

Wpływ czasu na właściwości konstrukcji drewnianych:

- mogą występować zmiany wymiarów przekrojów poprzecznych elementów konstrukcyjnych (skurcz, korozja biologiczna);
- w miejscu połączeń sztywnych mogą pojawiać się połączenia podatne, przegubowe lub może wystąpić uplastycznienie (co w skrajnych przypadkach może prowadzić do groźby wystąpienia awarii lub katastrofy budowlanej);
- możliwa jest zmiana schematów połączenia elementów w węzłach (np. luzy powstałe w wyniku wysychania elementów konstrukcyjnych).

Na rozkład sił wewnętrznych oraz sposób pracy konstrukcji wpływają różne czynniki, do których zaliczamy między innymi (Miedziałowski i Malesza, 2009):

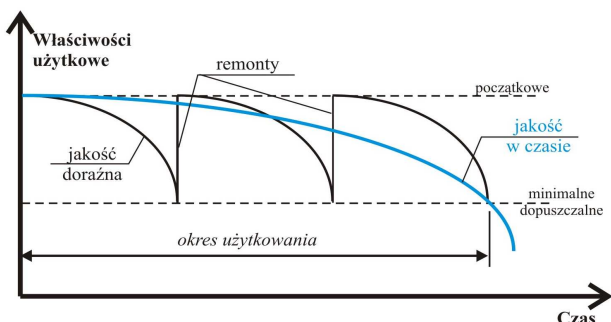
- niejednorodność materiałową drewna,
- zmiany wilgotności,
- zmiany temperatury,
- działania organizmów żywych, takich jak bakterie, grzyby czy owady,
- osłabienia konstrukcji spowodowane przeprowadzeniem instalacji,
- czas eksploatacji konstrukcji.

Zmiana wilgotności konstrukcji powoduje zmianę wytrzymałości drewna. Wzrost wilgotności skutkuje znacznym spadkiem wytrzymałości drewna na zginanie oraz ściskanie wzdłuż włókien (Miedziałowski i Malesza, 2006). Dodatkowo, wzrost wilgotności grozi procesami gnilnymi, a co za tym idzie – zmniejszeniem rzeczywistego przekroju elementu konstrukcyjnego, a więc pogorszeniem właściwości mechanicznych.

Spadek wilgotności drewna skutkuje powstaniem deformacji skurczowych, które powodują pęknięcia i zmniejszenie przekroju poprzecznego elementów konstrukcyjnych, co ma wpływ na parametry wytrzymałościowe drewna.

Zmiany skurczowe mogą nie wpływać w znaczący sposób na nośność poszczególnych elementów konstrukcji budynku, ale mają duży wpływ na użyteczność budynku, co objawia się np. w uszkodzeniach warstw elewacyjnych lub wykończeniowych.

Zależność między upływem czasu, a właściwościami użytkowymi budynku przedstawia rysunek 1.

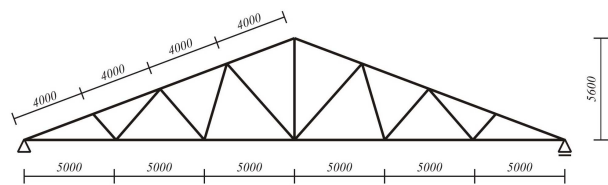


Rys. 1 Wpływ czasu na właściwości użytkowe konstrukcji (Miedziałowski i Malesza, 2009)

Zmiany właściwości mechanicznych przekroju, jak również zmiany sztywności elementów lub połączeń wpływają na rozkład sił wewnętrznych w budynkach. W kolejnych punktach pracy przedstawione zostaną analizy obliczeniowe konstrukcji kratowego dźwigara dachowego oraz ramy drewnianej tworzącej konstrukcję hali magazynowej. W obliczeniach uwzględniono wpływy czynników zewnętrznych powodujące zmianę schematu statycznego lub zmianę sztywności elementów oraz połączeń.

## 3. Kratowy dźwigar dachowy

Przyjęto do analiz kratownicę drewnianą o rozpiętości 30 m, której schemat statyczny przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Schemat statyczny analizowanej kratownicy

Założono, że konstrukcja kratownicy wykonana jest z tarcicy klasy C 27. Przyjęto następujące przekroje poprzeczne elementów konstrukcji: pas dolny 15×25 cm, pas górny 15×20 cm oraz elementy skratowania 15×10 cm.

Rozstaw kratownic w budynku przyjęto co 1,5 m. Przyjęto układ dachu bezpłatwiowy i deskowanie ułożone bezpośrednio na konstrukcji dźwigara. Węzły kratownicy sztywno połączone na płytki kolczaste. Obciążenie zewnętrzne od ciężaru pokrycia dachowego oraz śniegu przyjęto jako obciążenie równomiernie rozłożone (o wartości 3,63 kN/m), zaś obciążenie od instalacji jako obciążenia przyłożone w węzłach pasa dolnego (o wartości 1,7 kN). Obciążenie wiatrem pominięto w obliczeniach ze względu na odciążający sposób oddziaływania na konstrukcję.

Konstrukcja została obliczona i zwymiarowana przy założeniu sztywnego połączenia elementów w węzłach. Wymiarowanie zostało przeprowadzone dla największej siły ściskającej w pasie górnym (skrajny element), dla największej siły rozciągającej w pasie dolnym (skrajny element) oraz w skratowaniu ze względu na największą siłę rozciągającą (słupek).

Wraz z upływem czasu w konstrukcji mogą powstawać luzy w połączeniach węzłów, które przestają pracować jako połączenia sztywne ze względu na pojawiającą się podatność połączenia. W skrajnych przypadkach połączenia te mogą być traktowane jako połączenia przegubowe.

Przeprowadzono analizy numeryczne dla trzech wariantów połączeń elementów w węzłach. W pierwszym przypadku założono, że wszystkie węzły są sztywne, w drugim założono pewną podatność połączeń skratowania z pasami kratownicy, w trzecim

przeanalizowano pracę konstrukcji w przypadku połączeń przegubowych.

Analizy numeryczne wykazały, że zmiana sztywności połączeń nie wpływa w znaczący sposób na zmianę wielkości sił wewnętrznych w elementach kratownicy (tab. 1), natomiast ma duże znaczenie w przypadku maksymalnych ugięć konstrukcji, jak również w przypadku nośności najbardziej wyężonych elementów pasa górnego oraz dolnego (tab. 2).

Tab. 1. Wartości przemieszczeń oraz sił wewnętrznych w elementach kratownicy

Rodzaj węzła		Sztywny	Podatny	Przegubowy
Maksymalne wartości sił wewnętrznych				
Pas górny (element ściskany)	N [kN]	173,30	172,50	171,30
	M [kNm]	3,75	3,72	-
Pas dolny (element rozciągany)	N [kN]	160	159,20	158,10
	M [kNm]	3,11	3,09	-
Maksymalne przemieszczenie [mm]		34,66	36,12	41,31

Tab. 2. Zestawienie maksymalnego wykorzystania nośności elementów kratownicy

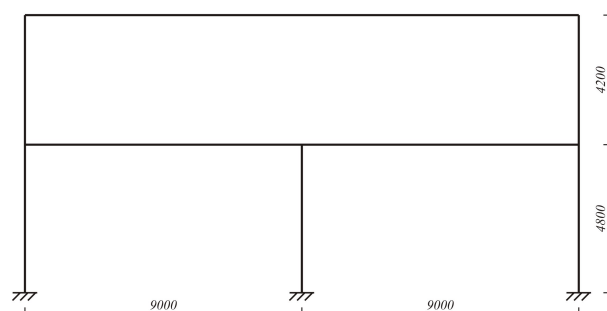
Rodzaj węzła	Stopień wykorzystania (nośność przekroju)	
	Element ściskany	Element rozciągany
Sztywny	0,62	0,84
Podatny	0,68	0,83
Przegubowy	0,97	0,66

Zestawione powyżej wielkości pokazują, że zmiana schematu statycznego z węzłów sztywnych na węzły przegubowe skutkuje wzrostem wyężenia elementów ściskanych do poziomu zbliżonego do poziomu nośności. Projektowanie na połączenia sztywne musi zatem być prowadzone z pewnymi zapasami nośności, celem zapewnienia niezmienności konstrukcji, także w przypadku zmian sztywności węzłów związanych z upływem czasu.

#### 4. Rama drewniana

Przyjęto do analiz konstrukcję hali drewnianej magazynowej dwupiętrowej, o dwóch nawach w poziomie pierwszej kondygnacji oraz jednej nawie w poziomie drugiej kondygnacji. Schemat analizowanej konstrukcji przedstawiono na rysunku 3.

Założono, że konstrukcja hali wykonana jest z tarcicy klasy C 30. Przyjęto następujące przekroje poprzeczne elementów konstrukcji: rygle 30×50 cm, słupy 30×40 cm.



Rys. 3. Schemat statyczny analizowanej ramy drewnianej

Rozstaw ram w konstrukcji hali przyjęto co 1,5 m. Pokrycie dachowe zostało ułożone bezpośrednio na ryglach. Połączenia rygli ze słupami oraz samych rygli wykonano z wykorzystaniem płytek kolczastych. Miejsca połączenia w ryglach umiejscowiono w odległości 6 m od osi skrajnych słupów.

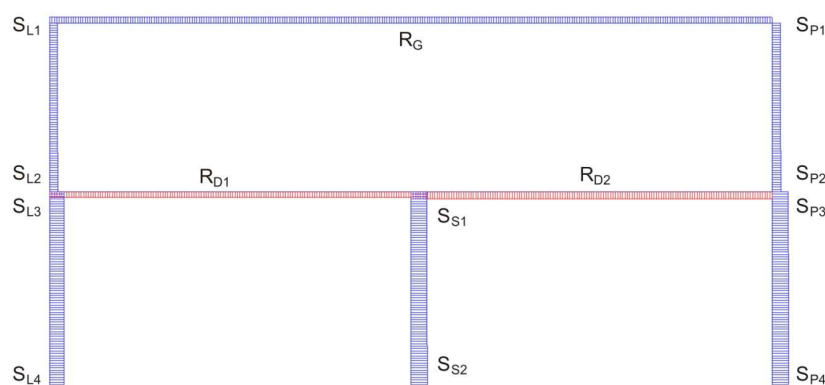
Obciążenie zewnętrzne od pokrycia dachowego (0,75 kN/m) oraz śniegu (2,88 kN/m), jak również od warstw stropowych (0,75 kN/m) i obciążenia użytkowego (12 kN/m) przyjęto jako ciągłe na całej długości poszczególnych elementów konstrukcji. Obciążenie wiatrem (parcie 0,86 kN/m, ssanie 0,5 kN/m) przyjęto jako działające na ściany, pominięto zaś oddziaływanie wiatru na połac dachową (odciążający charakter obciążenia).

Konstrukcja została zwymiarowana przy założeniu, że wszystkie węzły ramy są sztywne (zarówno połączenie rygiel-słup, jak i połączenia w ryglach). Wymiarowanie zostało przeprowadzone dla rygiela ze względu na największy moment zginający, zaś dla słupów na zginanie z uwzględnieniem ściskania.

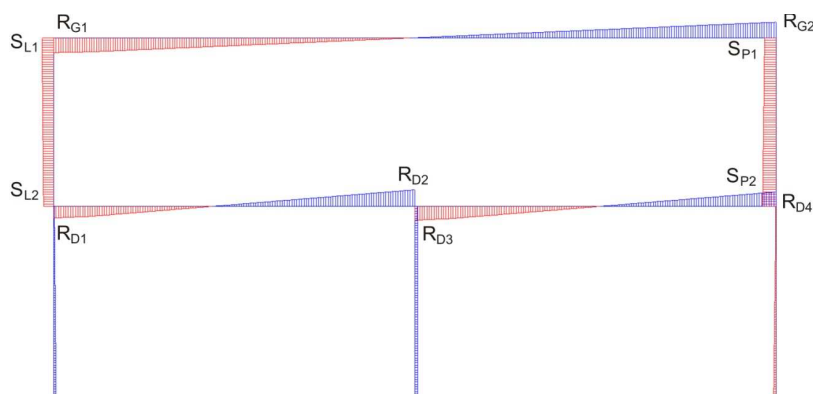
Wysychanie drewna, jak również oddziaływania biologiczne prowadzą do zmniejszenia nośności konstrukcji. Schnące drewno powoduje, że połączenia tracą część swojej sztywności, przez co konstrukcja staje się bardziej podatna. Wpływ czynników biologicznych z kolei może spowodować, że w niektórych elementach przekroje poprzeczne charakteryzują się mniejszymi wymiarami w stosunku do wymiarów początkowych. Taka zmiana wpływa także na podatność konstrukcji oraz węzłów, jeżeli osłabienie przekroju występuje w miejscach przywęzłowych.

Przeanalizowano dwa przypadki zmian cech fizycznych konstrukcji. W pierwszym założono, że zmniejszona została sztywność połączeń rygiel-słup, natomiast w drugim – uwzględniono spadek sztywności wyżej wymienionego połączenia oraz połączeń w ryglach (styk w ryglu znajduje się w odległości 6 m od skrajnych słupów). Do celów obliczeniowych przyjęto spadek sztywności elementów o 30%. Spadek ten może wynikać z pojawienia się luzów w połączeniach lub ze względu na degradację przekroju w wyniku korozji biologicznej.

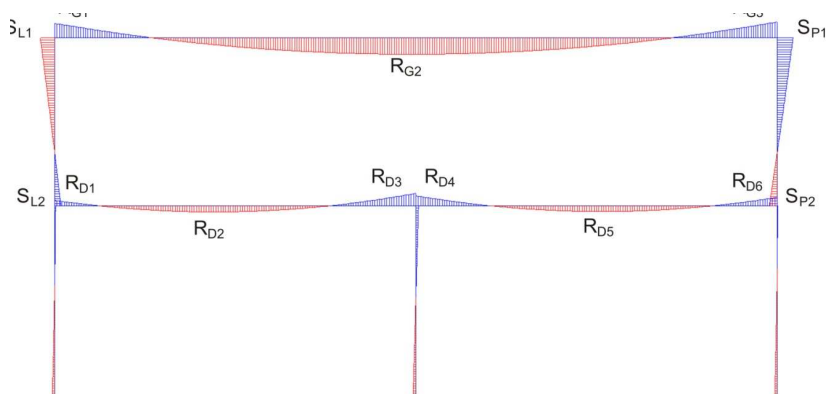
Na rysunkach 4-6 przedstawiono wykresy sił wewnętrznych w elementach ramy drewnianej, zaś w tabelach 3-5 zamieszczono wartości sił wewnętrznych w wybranych charakterystycznych punktach dla poszczególnych schematów statycznych.



Rys. 4. Rozkład sił podłużnych w analizowanej ramie



Rys. 5. Rozkład sił poprzecznych w analizowanej ramie



Rys. 6. Rozkład momentów zginających w analizowanej ramie

Tab. 3. Wartości sił podłużnych w wybranych punktach konstrukcji

Wartości sił podłużnych N [kN]						
Słup lewy / Słup środkowy	S <sub>L1</sub>	S <sub>L2</sub>	S <sub>L3</sub>	S <sub>L4</sub>	S <sub>S1</sub>	S <sub>S2</sub>
połączenia sztywne	37,41	39,29	95,37	97,52	124,9	127,1
połączenie podatne <sup>1</sup>	37,23	39,11	92,88	95,03	129,3	131,5
połączenie podatne <sup>2</sup>	37,05	38,93	92,01	94,16	130,4	132,5
Słup prawy / Rygle	S <sub>P1</sub>	S <sub>P2</sub>	S <sub>P3</sub>	S <sub>P4</sub>	R <sub>G</sub>	R <sub>D1</sub> / R <sub>D2</sub>
połączenia sztywne	38,0	39,88	98,45	100,6	36,45	28,29 / 32,17
połączenie podatne <sup>1</sup>	37,83	39,71	95,85	98,0	32,42	25,76 / 29,86
połączenie podatne <sup>2</sup>	37,65	39,53	94,98	97,12	34,19	27,83 / 31,89

<sup>1</sup> podatne połączenie rygiel - słup; <sup>2</sup> podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

Tab. 4. Wartości sił poprzecznych w wybranych punktach konstrukcji

Wartości sił poprzecznych T [kN]						
Rygle	R <sub>G1</sub>	R <sub>G2</sub>	R <sub>D1</sub>	R <sub>D2</sub>	R <sub>D3</sub>	R <sub>D4</sub>
połączenia sztywne	67,65	50,49	101,9	92,98	47,7	81,07
połączenie podatne <sup>1</sup>	54,68	54,44	108,3	98,96	52,21	66,65
połączenie podatne <sup>2</sup>	55,5	50,91	114,9	105,7	48,44	67,6
Słupy	S <sub>L1</sub>	S <sub>L2</sub>	S <sub>P1</sub>	S <sub>P2</sub>		
połączenia sztywne	90,7	54,82	96,03	61,49		
połączenie podatne <sup>1</sup>	82,25	46,33	87,7	52,88		
połączenie podatne <sup>2</sup>	87,89	48,13	93,29	54,73		

<sup>1</sup> podatne połączenie rygiel - słup; <sup>2</sup> podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

Tab. 5. Wartości momentów zginających w wybranych punktach konstrukcji

Wartości momentów zginających M [kNm]						
Rygiel górny	R <sub>G1</sub>	R <sub>G2</sub>	R <sub>G3</sub>			
połączenia sztywne	90,7	76,25	96,03			
połączenie podatne <sup>1</sup>	82,25	84,61	87,7			
połączenie podatne <sup>2</sup>	87,89	77,92	93,29			
Rygiel dolny	R <sub>D1</sub>	R <sub>D2</sub>	R <sub>D3</sub>	R <sub>D4</sub>	R <sub>D5</sub>	R <sub>D6</sub>
połączenia sztywne	67,65	50,49	101,9	92,98	47,7	81,07
połączenie podatne <sup>1</sup>	54,68	54,44	108,3	98,96	52,21	66,65
połączenie podatne <sup>2</sup>	55,5	50,91	114,9	105,7	48,44	67,6
Słupy	S <sub>L1</sub>	S <sub>L2</sub>	S <sub>P1</sub>	S <sub>P2</sub>		
połączenia sztywne	90,7	54,82	96,03	61,49		
połączenie podatne <sup>1</sup>	82,25	46,33	87,7	52,88		
połączenie podatne <sup>2</sup>	87,89	48,13	93,29	54,73		

<sup>1</sup> podatne połączenie rygiel - słup; <sup>2</sup> podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

Analizując wartości sił wewnętrznych otrzymanych dla poszczególnych rodzajów węzłów i przyjmując jako wartości wyjściowe siły wewnętrzne w ramie z węzłami sztywnymi, można zauważyć, że zmniejszenie sztywności wybranych połączeń nie wpływa w znacznym stopniu na zmianę wartości sił podłużnych (jest to przeważnie zmniejszenie ich wartości, z wyjątkiem słupa środkowego) oraz poprzecznych. Największe różnice w wartościach sił podłużnych występują w ryglach ramy (różnica około 9-11%), w pozostałych elementach różnice wynoszą około 2-3%. W przypadku sił poprzecznych największe zmiany można zauważyć natomiast w słupach zewnętrznych ramy (różnica około 10-12%), w pozostałych elementach różnice wynoszą około 3-5%.

W przypadku momentów zginających największy spadek wartości występuje w ryglach pierwszej kondygnacji w połączeniu ze słupami zewnętrznymi (różnica około 18-19%), natomiast w połączeniach rygli

ze słupem środkowym nastąpił wzrost momentów o około 12%, przy równoczesnym wzroście wartości momentów przeszłowych o około 7-8%. W ryglu górnej kondygnacji wystąpił spadek wartości momentów o około 9% przy połączeniach ze słupami zewnętrznymi, przy równoczesnym wzroście momentu przeszłowego o 10%. W przypadku słupów zewnętrznych różnice wartości momentów wynoszą około 14-15%.

Zmiana sztywności połączeń rygli ze słupami w analizowanej ramie wpływa na zmianę nośności elementów konstrukcyjnych. Dodatkowe obniżenie sztywności połączenia rygiel-rygiel powoduje przekroczenie stanu granicznego nośności w tym elemencie (tab. 6). Jednocześnie ze zmianą wyężenia rygla następuje również zmiana maksymalnej wartości przemieszczeń węzłów rygla górnej kondygnacji, która w przypadku konstrukcji z podatnymi połączeniami

rygiel-rygiel wzrasta o około 20% w stosunku do konstrukcji z połączeniami sztywnymi (tab. 6).

Tab. 6. Rygiel górny – maksymalne przemieszczenie oraz nośność przekroju

Rodzaj węzła	Maksymalne ugięcie [mm]	Stopień wykorzystania przekroju rygla
połączenia sztywne	52,44	0,87
połączenie podatne <sup>1</sup>	60,43	0,95
połączenie podatne <sup>2</sup>	66,02	1,01

<sup>1</sup> podatne połączenie rygiel - słup

<sup>2</sup> podatne połączenie rygiel - słup oraz rygiel - rygiel

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone analizy pokazują, że upływ czasu i związane z nim procesy fizyczne oraz biologiczne mogą w znaczący sposób wpływać na nośność konstrukcji i wartości przemieszczeń węzłów budynków wznoszonych z drewna oraz w mniejszym stopniu, na dystrybucję sił wewnętrznych.

Zmiany sposobu połączenia poszczególnych elementów w węzle powodują, że konstrukcja staje się bardziej podatna na oddziaływania obciążeń zewnętrznych. Mniejsza sztywność węzłów determinuje niższą nośność elementów składowych, jak również może zmienić położenie najbardziej wyężonych miejsc w konstrukcji (zmiana najbardziej wyężonych elementów w analizowanej kratownicy).

Zmiana wymiarów przekrojów spowodowana działaniem czynników biologicznych zdecydowanie zmniejsza sztywność i nośność elementu powodując, że miejsca te mogą nie spełniać wymogów stanów granicznych nośności jak np. połączenie rygiel – słup w analizowanej ramie, przy zmniejszonym polu przekroju rygla.

W analizach nie zostały uwzględnione wpływy zmian temperatury, które w przypadku konstrukcji drewnianych mogą w znaczący sposób wpływać na sposób pracy konstrukcji. Drewno, jako materiał anizotropowy, jest wrażliwe na oddziaływania zmian temperatury, a co za tym idzie ten rodzaj obciążeń pozastatycznych może w znaczący sposób wpływać na zmianę pola naprężeń i odkształceń w analizowanych konstrukcjach. Równocześnie temperatura może wpływać na zmianę właściwości fizykomechanicznych samego drewna, przez co konstrukcja może tracić na sztywności i wytrzymałości.

## Literatura

- Baszeń M. (2010). Wpływ niejednorodności cech fizykomechanicznych drewna na stan naprężeń w elementach konstrukcyjnych. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 4/2010, 263-268.
- Gilham P. (2010). Timber bridge fills the gap in Washington Rails-to-Trails Project. *Structure Magazine*, October/2010, 18-21.
- Miedziałowski Cz., Malesza M. (2006). Budynki o szkieletcie drewnianym z poszyciem: podstawy mechaniki konstrukcji oraz zagadnienia konstruowania i realizacji. *Studia z Zakresu Inżynierii nr 55*. Warszawa-Białystok.
- Miedziałowski Cz., Malesza M. (2009). Wpływ czasu i warunków atmosferycznych na odkształcenia połączeń budynków drewnianych. W: *Drewno i materiały drewnopochodne w konstrukcjach budowlanych*: (red. Z. Mielczarek), Tom 8. Szczecin 2009, 157-166.
- Turner M.W. (1977). 502-ft Diameter laminated-timber dome provides fast, low-cost cover for Arizona Stadium. *Civil Engineering - ASCE*, Vol. 47, No. 8, 69-72.
- Wood Handbook - Wood as an engineering material. (2010). General Technical Report FPL-GTR-190. Madison, Wisconsin: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.

### THE INFLUENCE OF CHANGES IN MATERIAL CHARACTERISTICS AND WOODEN STRUCTURE GEOMETRY ON DISTRIBUTION OF INTERNAL FORCES

**Abstract:** The paper aim was to describe the factors affecting changes of material and geometric properties in components of timber structures. The influence of stiffness changes of components and joints on the value of the internal forces, displacements and the bearing capacity of structural elements were analysed. Comparative analysis using different types of joints was performed for the lattice girder and two-storey warehouse frame.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach pracy statutowej nr S/WBiŚ/3/08