

Na prawach rękopisu

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Politechniki Wrocławskiej

**Analiza pracy statycznej wybranych
połączeń w drewnianych obiektach
zabytkowych**

**Raport serii PRE nr 2/2021
Praca doktorska**

Anna Karolak

Słowa kluczowe:
połączenia ciesielskie
analiza pracy statycznej
drewniane obiekty zabytkowe

Promotor: prof. dr hab. inż. Jerzy Jasieńko
Promotor pomocniczy: dr inż. Tomasz Nowak

Wrocław, styczeń 2021

Autor:

mgr inż. Anna Karolak

.....

Politechnika Wroclawska
Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego
Katedra Konstrukcji Budowlanych
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
tel. +48 71 320 38 79
e-mail: anna.karolak@pwr.edu.pl

Raport został złożony w Redakcji Wydawnictw Wydziału Budownictwa
Lądowego i Wodnego Politechniki Wroclawskiej w styczniu 2021 r.

Lista odbiorców:

Recenzenci	2 egz.
Promotor	1 egz.
Promotor pomocniczy	1 egz.
Autor	1 egz.
CWiINT PWr	1 egz.
Archiwum W-2	1 egz.

Razem 7 egz.

Dziękuję Promotorowi, Panu prof. dr hab. inż. Jerzemu Jasińce
za wszechstronną pomoc przy prowadzeniu przewodu doktorskiego,
przekazaną wiedzę, zaangażowanie i opiekę.

Dziękuję Promotorowi pomocniczemu, Panu dr inż. Tomaszowi Nowakowi
za niezbędną pomoc w organizacji i prowadzeniu badań, przekazaną wiedzę
praktyczną oraz cenne wskazówki przy redagowaniu rozprawy.

Dziękuję też Panu dr inż. Krzysztofowi Raszczukowi
za dodatkową pomoc i motywację do pracy.

Dziękuję z całego serca mojej Mamie, mojej Siostrze
i całej Rodzinie za nieustające wsparcie.

Pracę dedykuję mojemu mężowi Pawłowi,
który, chociaż mnie wyprzedził,
to pomagał i motywował do końca.

SPIS TREŚCI

SPIS TREŚCI	5
WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ STOSOWANYCH W ROZPRAWIE	8
1. WPROWADZENIE	12
2. CELE I ZAKRES ROZPRAWY	14
2.1. Cele rozprawy	14
2.2. Zakres rozprawy	14
2.3. Tezy	15
3. ROZPOZNANIE LITERATUROWE.....	16
3.1. Rys historyczny	16
3.2. Najistotniejsze zagadnienia	19
3.3. Typologia połączeń – podział ze względu na geometrię i zastosowanie.....	20
3.3.1. Połączenia stykowe	21
3.3.2. Połączenia nakładkowe, zakładkowe	24
3.3.3. Połączenia czopowe	24
3.3.4. Połączenia wrębowe	25
3.3.5. Połączenia stosowane w konstrukcji ścian.....	25
3.3.6. Połączenia stosowane w konstrukcjach więźb dachowych.....	31
3.3.7. Inne przykłady połączeń historycznych	33
3.4. Analiza zachowania statycznego połączeń historycznych	35
3.4.1. Połączenia stykowe	36
3.4.2. Połączenia nakładkowe, zakładkowe	37
3.4.3. Połączenia czopowe	37
3.4.4. Połączenia wrębowe	38
3.5. Badania dotyczące historycznych połączeń ciesielskich opisane w literaturze.....	42
3.5.1. Badania połączeń zginanych	43
3.5.2. Badania połączenia na jaskółczy ogon.....	54
3.5.3. Wybrane badania innych połączeń.....	62
3.5.4. Badania elastoptyczne, badania metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO), analizy numeryczne, zagadnienie sztywności	79
3.6. Przegląd literatury – zestawienie	82

3.7.	Wybrane metody badania drewna	96
3.7.1.	Metody nieniszczące	96
3.7.2.	Metody akustyczne.....	97
3.7.3.	Metoda oporu wiercenia.....	100
3.8.	Podsumowanie, wnioski	102
4.	BADANIA I ANALIZY WŁASNE.....	104
4.1.	Badania materiałowe	104
4.1.1.	Badanie wilgotności i oznaczenie gęstości drewna.....	104
4.1.2.	Oznaczenie modułu sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym oraz wytrzymałości na zginanie statyczne wzdłuż włókien.....	106
4.1.3.	Badania nieniszczące – metody akustyczne i metoda oporu wiercenia	109
4.2.	Badania zginania czteropunktowego	112
4.3.	Badania metodą cyfrowej korelacji obrazu	122
4.4.	Analiza numeryczna MES wybranych połączeń	123
4.5.	Badania połączenia rozciąganego krokwi z jętką na jaskółczy ogon	126
5.	WYNIKI BADAŃ, ANALIZA, OCENA UZYSKANYCH REZULTATÓW	131
5.1.	Zestawienie wyników badań materiałowych.....	131
5.1.1.	Wilgotność i gęstość.....	131
5.1.2.	Moduł sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym oraz wytrzymałość na zginanie statyczne wzdłuż włókien	131
5.1.3.	Badania nieniszczące – metody akustyczne i metoda oporu wiercenia	133
5.2.	Zestawienie wyników – badania zginania czteropunktowego.....	137
5.2.1.	Wyniki badań belek serii A	137
5.2.2.	Wyniki badań belek serii B	140
5.2.3.	Wyniki badań belek serii C	143
5.2.4.	Wyniki badań belek serii D	146
5.2.5.	Wyniki badań belek serii E	149
5.2.6.	Wyniki badań belek serii F.....	152
5.2.7.	Wyniki badań belek serii G	155
5.2.8.	Wyniki badań belek serii H.....	158
5.2.9.	Wyniki badań belek serii I	161

5.2.10.	Zbiorecze wyniki badań belek.....	164
5.3.	Zestawienie wyników – badania metodą cyfrowej korelacji obrazu.....	172
5.3.1.	Wyniki badań metodą CKO belki serii E – E01	172
5.3.2.	Wyniki badań metodą CKO belki serii F – F02.....	174
5.3.3.	Wyniki badań metodą CKO belki serii G – G03	177
5.3.4.	Wyniki badań metodą CKO belki serii H – H02	179
5.4.	Zestawienie wyników – analiza numeryczna MES wybranych połączeń.....	182
5.4.1.	Wyniki analizy numerycznej belki A.....	183
5.4.2.	Wyniki analizy numerycznej belki B	185
5.4.3.	Wyniki analizy numerycznej belki C	188
5.4.4.	Wyniki analizy numerycznej belki D.....	191
5.4.5.	Wyniki analizy numerycznej belki E	194
5.4.6.	Wyniki analizy numerycznej belki F	197
5.4.7.	Wyniki analizy numerycznej belki G/ I*	202
5.4.8.	Wyniki analizy numerycznej belki H.....	205
5.4.9.	Zbiorecze wyniki analizy numerycznej belek.....	208
5.5.	Porównanie wyników	211
5.6.	Interpretacja wyników badań doświadczalnych i model analityczny wybranego połączenia na „znak pioruna”.....	216
5.7.	Zestawienie wyników – badania połączenia rozciąganego krokwi z jętką na jaskółczy ogon	230
6.	PODSUMOWANIE, WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE	235
6.1.	Podsumowanie.....	235
6.2.	Wnioski.....	239
6.3.	Proponowane kierunki dalszych badań	243
LITERATURA.....		244
STRESZCZENIE		259
ABSTRACT		260

WYKAZ WAŻNIEJSZYCH OZNACZEŃ STOSOWANYCH W ROZPRAWIE

E_0 – moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien,

$E_{0,mean}$ – średni moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien wg normy,

$E_{0(uref),sr}$ – średni moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na elementach pełnowymiarowych z uwzględnieniem poprawek,

$E_{g,max}$ – maksymalny moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na małych próbkach bez wad,

$E_{g,min}$ – minimalny moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na małych próbkach bez wad,

$E_{g,sr}$ – średni moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na małych próbkach bez wad,

$E_{m,g}$ – globalny moduł sprężystości drewna przy zginaniu,

E_{max} – maksymalny moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na elementach pełnowymiarowych,

E_{min} – minimalny moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na elementach pełnowymiarowych,

E_{sr} – średni moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z pomiarów na elementach pełnowymiarowych,

E_x – moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien do analizy numerycznej,

E_y, E_z – moduły sprężystości drewna w poprzek włókien do analizy numerycznej,

F_{max} – siła maksymalna – niszcząca,

F_n – siła niszcząca,

$F_{n,max}$ – siła niszcząca maksymalna dla serii,

$F_{n,min}$ – siła niszcząca minimalna dla serii,

\bar{F}_n – średnia siła niszcząca,

F_R – siła niszcząca belkę ciągłą,

$F_t, F_{t,1}, F_{t,2}$ – siły rozciągające w śrubach,

$F_{t,max}$ – maksymalna siła rozciągająca,

$F_{t,R,d}$ – obliczeniowa nośność śruby na rozciąganie,

$F_{Z,R}$ – siła niszcząca belkę ze złączem,

$F_2 - F_1$ – przyrost siły przy oznaczaniu modułu sprężystości drewna przy zginaniu,

G – moduł odkształcenia postaciowego drewna,

- G_{xy}, G_{xz}, G_{yz} – moduły odkształcenia postaciowego dla drewna do analizy numerycznej,
- H – głębokość wiercenia w metodzie oporu wiercenia,
- L – dystans pokonywany przez wzbudzoną falę dźwiękową między dwoma punktami pomiarowymi w metodzie akustycznej badania drewna,
- M_R – moment zginający niszczący belkę ciąglą,
- $M_{R,A}$ – nośność belki ciąglej na zginanie wyliczona teoretycznie,
- $M_{R,E}, M_{R,E'}$ – nośności belek ze złączem na zginanie wyliczone teoretycznie,
- $M_{R,E,1}, M_{R,E',1}, M_{R,E,2}, M_{R,E',2}$ – momenty zginające przenoszone przez parę sił: siłę rozciągającą w śrubie/ śrubach w lewej części złącza oraz siłę wypadkową z naprężeń ściskających między elementami w prawej części złącza,
- $M_{R,d}$ – nośność obliczeniowa na zginanie belki ciąglej,
- $\overline{M_R}$ – średnia nośność na zginanie,
- $M_{Z,R}$ – moment zginający niszczący belkę ze złączem; nośność doraźna na zginanie belki ze złączem,
- $M_{Z,R,d}$ – nośność obliczeniowa na zginanie belki ze złączem,
- MOE_{dyn} – dynamiczny moduł sprężystości drewna,
- MOE_{stat} – statyczny moduł sprężystości drewna,
- N_R – wartość pary sił w złączu (siła rozciągająca w śrubie w jednej części złącza oraz wypadkowa siła naprężeń ściskających między elementami w drugiej części złącza),
- $N_{R,d}$ – obliczeniowa siła rozciągająca w śrubie,
- R^2 – współczynnik determinacji w analizie regresji,
- RM – parametr *Resistance Measure* w metodzie oporu wiercenia,
- T – czas potrzebny do przebycia dystansu między dwoma punktami pomiarowymi w metodzie akustycznej badania drewna,
- V – prędkość propagacji fali dźwiękowej w metodzie akustycznej badania drewna,
- W – wskaźnik wytrzymałości na zginanie przekroju belki,
- W_Z – wskaźnik wytrzymałości na zginanie przekroju zniszczenia,
- a – dystans między miejscem przyłożenia siły a najbliższą podporą w badaniu zginania czteropunktowego,
- b, h – wymiary przekroju poprzecznego belki, odpowiednio szerokość i wysokość,
- e – ramię pary sił w złączu,
- h_Z – wysokość przekroju zniszczenia,

- $f_{c,0}$ – wytrzymałość drewna na ściskanie wzdłuż włókien,
 $f_{c,90}$ – wytrzymałość drewna na ściskanie w poprzek włókien,
 $f_{c,\alpha}$ – wytrzymałość drewna na ściskanie pod kątem do włókien,
 f_m – wytrzymałości drewna na zginanie,
 $f_{m,k}$ – charakterystyczna wytrzymałość drewna na zginanie wg normy,
 $f_{m,max}$ – maksymalna wytrzymałość drewna na zginanie z pomiarów,
 $f_{m,min}$ – minimalna wytrzymałość drewna na zginanie z pomiarów,
 $f_{m,popr}$ – średnia wytrzymałość drewna na zginanie z pomiarów na małych próbkach bez wad z uwzględnieniem poprawek,
 $f_{m,d}$ – wytrzymałość obliczeniowa drewna na zginanie,
 $f_{m,R}$ – wytrzymałość doraźna drewna na zginanie,
 $f_{m,sr}$ – średnia wytrzymałość drewna na zginanie z pomiarów,
 $f_{t,0}$ – wytrzymałość drewna na rozciąganie wzdłuż włókien,
 $f_{t,90}$ – wytrzymałość drewna na rozciąganie w poprzek włókien,
 f_v – wytrzymałość drewna na ścinanie,
 k – współczynnik sztywności, współczynnik sztywności „całkowity” (wyjaśnione w tekście),
 \bar{k} – średni współczynnik sztywności „całkowity” (wyjaśnione w tekście),
 k_j – współczynnik jednorodności materiałowej,
 k_n – współczynnik sztywności z analizy numerycznej,
 k_{rozm} – współczynnik uwzględniający wpływ geometrycznego kształtu przekroju,
 k_{spr} – współczynnik sztywności w „zakresie sprężystym” (wyjaśnione w tekście),
 $\overline{k_{spr}}$ – średni współczynnik sztywności w „zakresie sprężystym” (wyjaśnione w tekście),
 k_t – współczynnik sztywności węzła rozciąganego,
 k_{wad} – współczynnik uwzględniający wpływ wad materiałowych na obniżenie wytrzymałości drewna,
 l – rozpiętość między podporami w badaniu zginania czteropunktowego,
 l_z – długość połowy złącza,
 n – liczba pomiarów/ próbek,
 s – odchylenie standardowe,
 u – ugięcie w środku rozpiętości belki,
 \bar{u} – średnie ugięcie w środku rozpiętości belki,
 u_n – ugięcie w środku rozpiętości belki przy sile niszczącej,

\bar{u}_n – średnie ugięcie w środku rozpiętości belki przy sile niszczącej,
 u_{rzecz} – zmierzony poziom wilgotności w momencie badania drewna ($8\% \leq u_{rzecz} \leq 18\%$),
 u_{ref} – referencyjny poziom wilgotności drewna ($u_{ref} = 12\%$),
 $w_{t,max}$ – przemieszczenie przy maksymalnej sile rozciągającej,
 $w_2 - w_1$ – przyrost ugięcia odpowiadający przyrostowi sił $F_2 - F_1$ przy oznaczaniu modułu sprężystości drewna przy zginaniu,
 α – współczynnik zwiększający wartość siły w śrubie (w analitycznym modelu złącza),
 ε – odkształcenie materiału,
 ν – współczynnik zmienności,
 ρ – gęstość,
 ρ_{max} – gęstość maksymalna z pomiarów,
 ρ_{mean} – gęstość średnia wg normy,
 ρ_{min} – gęstość minimalna z pomiarów,
 ρ_{sr} – gęstość średnia z pomiarów,
 $\rho_{sr,popr}$ – gęstość średnia z pomiarów z uwzględnieniem poprawek,
 σ_x – naprężenia normalne w kierunku x,
 $\nu_{xy}, \nu_{xz}, \nu_{yz}$ – współczynniki Poissona dla drewna do analizy numerycznej,
 χ_{gr} – graniczny współczynnik nośności belki ze złączem,
 χ_Z – współczynnik nośności złącza, określający, jaką część nośności belki litej stanowi nośność złącza.

1. WPROWADZENIE

Konstrukcje drewniane to jedne z najpowszechniej występujących konstrukcji na przestrzeni wieków. Wiele z nich przetrwało przez dziesiątki czy setki lat do dzisiejszych czasów. Stanowią one obecnie nie tylko źródło wiedzy o technice i inżynierii, ale także o sztuce dawnych twórców oraz świadectwo dziedzictwa kulturowego.

Duża część tych obiektów wymaga przeprowadzenia stosownych interwencji w celu utrzymania lub poprawy ich stanu technicznego.

Czynniki osłabiające kondycję drewnianych obiektów zabytkowych to m.in.:

- rozkład materiału pod wpływem działania różnych czynników biologicznych i fizycznych,
- wadliwe zaprojektowanie lub wykonanie (skonstruowanie)
- niewłaściwe utrzymanie, brak odpowiedniej ochrony podczas użytkowania,
- zmiana użytkowania obiektów, ich funkcji czy formy,
- inne przypadki losowe, wypadki i awarie.

Niektóre cechy naturalne materiału, jak sęki, skurcz, nierównomierny przebieg włókien czy zniszczenie drewna np. przez insekty, mogą wpływać negatywnie na jego charakterystyki, co jest szczególnie niebezpieczne w miejscach krytycznych, które stanowią połączenia. Zrozumienie mechanizmów zniszczenia zachodzących w złączach jest bardzo istotne z punktu widzenia podejmowania właściwych zabiegów konserwatorskich (naprawy, wzmocnienia).

Z reguły historyczne konstrukcje drewniane stanowią układy wielokrotnie statycznie niewyznaczalne. Na zachowanie statyczne układu wpływają sztywności elementów, podpór oraz połączeń ciesielskich.

Jednym z najważniejszych zagadnień przy zajmowaniu się historycznymi konstrukcjami drewnianymi jest problem połączeń ciesielskich. Duże znaczenie zagadnienia wiąże się z poniższymi faktami:

- dzięki połączeniom ciesielskim możliwe jest zespolenie elementów budynków w całość,
- połączenia ciesielskie zapewniają przenoszenia sił między łączonymi elementami,
- zachowanie połączeń ma z reguły bardzo duży wpływ na wynik globalnej analizy konstrukcji,
- połączenia ciesielskie charakteryzuje zdolność do przenoszenia obciążeń po demontażu i powtórny montażu,
- połączenia ciesielskie stanowią mogą świadectwo wysoko rozwiniętej techniki i kunsztu twórców.

Wiedza na temat pracy statycznej połączeń ciesielskich w obiektach zabytkowych jest obecnie coraz większa, jednak wciąż dość nieuporządkowana. Istnieje wiele analiz czy opisów, dotyczących złączy ciesielskich, zarówno historycznych, jak i współczesnych. Prowadzone były i są różne programy badawcze podejmujące tę tematykę. Badania na temat niektórych połączeń są niekompletne, a na temat innych (jak np. połączenia zginane) w zupełnie niewystarczającym zakresie.

Poznanie zachowania statycznego połączeń ciesielskich w konstrukcji umożliwia przeprowadzenie dokładnej analizy całego ustroju oraz pozwala na podejmowanie właściwych decyzji i zabiegów akceptowalnych z punktu widzenia doktryn konserwatorskich. Stan techniczny połączeń wpływa na zdolność konstrukcji do przenoszenia obciążeń, jej zachowanie i deformacje. Uszkodzenie połączeń może być niebezpieczne dla całej konstrukcji ze względu na znaczne osłabienie przekrojów elementów w złączach.

Obecny stan wiedzy na temat połączeń ciesielskich to wiedza nieuporządkowana. Publikacje i prace naukowe prezentują pewien zasób informacji dotyczących połączeń ciesielskich, jednak wiedza na ten temat wciąż jeszcze nie jest kompletna i wymaga uzupełnienia oraz usystematyzowania. Nie ma w obecnie obowiązujących normach krajowych i zagranicznych reguł dotyczących kształtowania czy wzmocnienia omawianych w rozprawie złączy. W związku z tym podjęcie badań w tym temacie wydaje się uzasadnione. Literatura tematu opisuje różne badania, dotyczące jednak jedynie wybranych rodzajów połączeń. Dostrzegalna jest niewystarczająca ilość czy jakość badań na temat jednego z najważniejszych połączeń drewnianych więźb dachowych: połączenia między krokwią a jętką na jaskółczy ogon. Natomiast, jeżeli chodzi o połączenia zginane, to nie ma praktycznie w literaturze badań (poza nielicznymi przypadkami) na temat kształtowania w przeszłości geometrii połączeń i wpływu ich geometrii na ich zachowanie statyczne. Dotyczy to połączeń w elementach zginanych oraz zginanych i rozciąganych czy zginanych i ściskanych. Mowa tu przede wszystkim o połączeniach w głównych elementach bardziej złożonych konstrukcji dachowych.

Praca ma stanowić próbę przedstawienia sposobów, w jaki można by było modyfikować geometrię czy kształty połączeń w celu uzyskania lepszych z punktu widzenia nośności i sztywności wyników. Dotyczy to np. połączenia na „znak pioruna”, dla którego zmiana płaszczyzny złącza, zmiana kątów wzajemnego docisku, liczby zaciosów i ich długość może znacząco wpływać na jego zachowanie statyczne, nośność czy sztywność. Może to prowadzić do rozwiązania zagadnienia optymalizacji przy założeniu np. odtworzenia historycznego złącza przy użyciu fragmentu pierwotnego (starego) i nowego elementu drewnianego.

2. CELE I ZAKRES ROZPRAWY

2.1. Cele rozprawy

Ogólnym celem naukowym jest dokonanie analizy pracy statycznej wybranych połączeń ciesielskich w elementach zginanych oraz rozciąganych.

Głównym celem jest oszacowanie nośności i sztywności badanych połączeń.

Szczegółowe cele badawcze to:

- ustalenie głównych miejsc koncentracji naprężeń,
- potwierdzenie roli łączników trzpieniowych w przenoszeniu obciążeń,
- wyznaczenie deformacji pod wpływem obciążeń,
- określenie schematów zniszczenia połączeń,
- ustalenie zależności pomiędzy formą złącza (kształtem, geometrią, liczbą łączników, lokalizacją itd.) a jego nośnością i sztywnością,
- wyznaczenie parametru charakteryzującego efektywność danego rodzaju złącza (np. stosunek sztywności elementu łączonego do odpowiadającego elementu ciągłego).

Rozważane zagadnienia są istotne z punktu widzenia możliwości świadomego kształtowania nowych połączeń oraz interwencji dokonywanych na połączeniach istniejących w obiektach zabytkowych. Zakłada się, że badania pomogą w zebraniu informacji na temat pracy statycznej złączy ciesielskich, które to informacje mogą stanowić punkt wyjścia do podjęcia próby optymalizacji kształtowania złączy w elementach drewnianych (np. przy założeniu odtwarzania historycznych złączy z użyciem starego i nowego materiału).

Celem praktycznym jest stworzenie wytycznych do podejmowania działań konserwatorskich dotyczących naprawy lub wzmocnienia złączy ciesielskich oraz weryfikacja skuteczności ich zastosowania.

2.2. Zakres rozprawy

Zakres rozprawy odzwierciedla cele rozprawy i składają się na niego następujące punkty:

1. Dokonanie krytycznego przeglądu literatury obejmującego zagadnienia związane z tematem rozprawy.
2. Opracowanie zakresu badań własnych i metodyki badań wraz z opisem stosowanych metod badawczych.
3. Zaprojektowanie modeli do badań:
 - a. połączenia w elementach zginanych o różnej geometrii,

- b. połączenia rozciągane krokwi z jętką.
4. Wykonanie badań na modelach rzeczywistych:
 - a. badania nośności i sztywności,
 - b. badania lokalnych odkształceń materiału (elastoptyczne/ z wykorzystaniem wideoekstensometru),
 - c. niezbędne i uzupełniające badania materiałowe.
5. Przeprowadzenie analizy numerycznej MES w zakresie pracy statycznej wybranych połączeń.
6. Analiza uzyskanych rezultatów badań.
7. Ocena znaczenia uzyskanych wyników badań własnych dla praktyki budowlanej.
8. Podsumowanie, sformułowanie wniosków oraz zaproponowanie kierunków dalszych badań.

2.3. Tezy

Zaproponowano następujące tezy pracy:

- Dokładność wykonania płaszczyzny styku i kształtowanie połączeń mogą istotnie wpływać na mechanizmy ich zniszczenia, nośność i podatność.
- Właściwie wykonane połączenie na „znak pioruna” może okazać się zdolne do przenoszenia momentów zginających pod warunkiem wprowadzenia wzmocnienia w postaci śrub czy obwodowych obejm stalowych.
- Zastosowanie stalowych łączników trzpieniowych nowej generacji (np. wkrętów samowiercących) może powodować zatrzymanie procesu destrukcji elementów w przekrojach bezpośrednio sąsiadujących z połączeniami.

3. ROZPOZNANIE LITERATUROWE

Rys historyczny

Rozwój budownictwa drewnianego uwarunkowany był przede wszystkim szeroką dostępnością budulca, stosunkową łatwością w obróbce oraz odpowiednimi parametrami materiałowymi drewna (wysoka wytrzymałość przy niewielkim ciężarze objętościowym). Wznoszone były różne budynki i budowle: od domów mieszalnych, przez obiekty sakralne, po obwarowania osad i miast czy wielkie obiekty inżynierskie. Kluczowym zagadnieniem w ich kształtowaniu było wykonywanie połączeń, które pozwalały na zespolenie elementów budowli w całość i zapewniały przenoszenie sił. Niejednokrotnie stanowiły też świadectwo wysoko rozwiniętej techniki i kunsztu ówczesnych budowniczych.

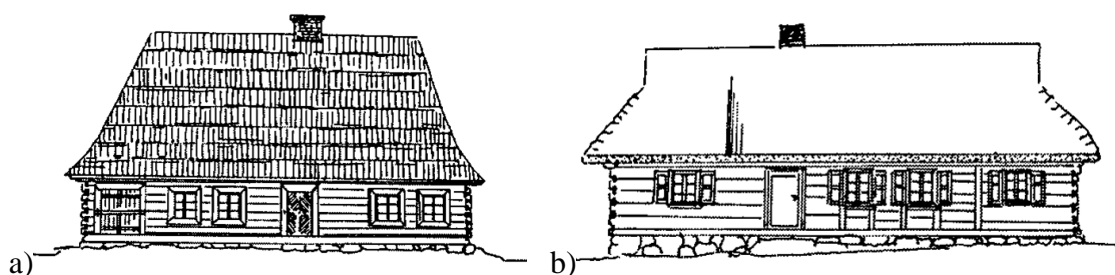
Drewniane obiekty tworzone już w epoce kamienia i brązu (za pomocą prostych narzędzi), w epoce żelaza (przy użyciu narzędzi bardziej rozwiniętych), później w czasach starożytnych. Jako przykłady przytoczyć tu można najstarsze znane drewniane mosty z czasów rzymskich, w tym np. most na Renie, wzniesiony na polecenie Juliusza Cezara w 55 r. p.n.e. [141] czy most Trajana przez Dunaj z 105 r. [163].

Do najstarszych zachowanych obiektów drewnianych w Azji należą świątynie pochodzące z V-VII w. Główny pawilon świątyni Hōryū-ji z 607 r. uznaje się za jeden z najstarszych istniejących budynków drewnianych na świecie [43]. Z kolei pawilon świątyni Tōdai-ji, wzniesiony w VIII w. (odbudowany w XVIII w.) uznawany jest za jeden z największych drewnianych budynków, w których zastosowano jedynie połączenia ciesielskie [144]. Wiele z nich stosowanych jest w niezmienionej formie do dzisiaj, nie tylko przy wznoszeniu świątyń buddyjskich i shintō, ale także domów mieszkalnych.

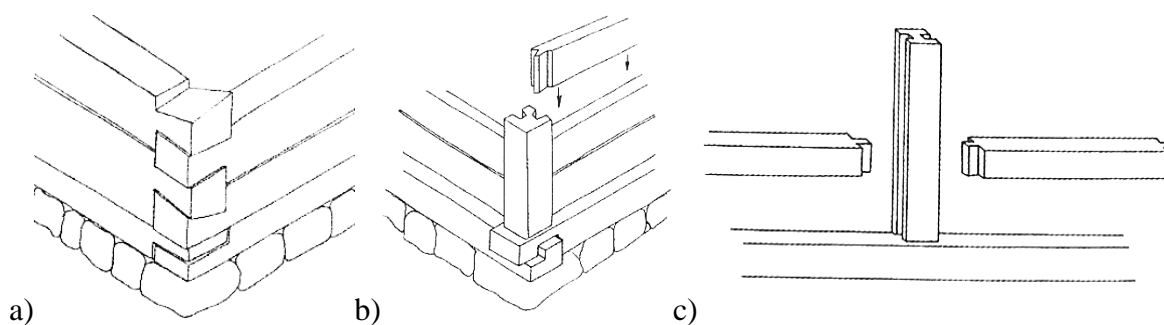
Najstarsze zachowane obiekty w Europie to drewniane domy szkieletowe o wypełnieniu z desek i plecionki z IX w. oraz domy z bali o zrębowej konstrukcji ścian z X-XII w. Stosowane w tych obiektach połączenia to połączenia trzpieniowe i klinowe. Łączniki wykonywane były z twardego drewna, np. dębowego czy jesionowego. Pierwsze złącza czopowe odkryte zostały w grodzie Radzim z IX/X w. [34]. W domach szkieletowych pochodzących z XIII w. stosowane były połączenia czopowe wzmacniane klinami, połączenia wrębowe z czopami i połączenia na jaskółczy ogon [54].

W domach wznoszonych na terenie Polski stosowano przede wszystkim ściany wieńcowe (zrębowe), sumikowo-łątkowe (rys. 3.1) [54], a w budynkach gospodarczych głównie ściany szkieletowe z wypełnieniem. Ściany o konstrukcji wieńcowej były najczęściej stosowanym

typem ścian w drewnianych w budownictwie wiejskim i małomiasteczkowym w Polsce od najdawniejszych czasów i są stosowane aż do dzisiaj. W narożach (węglach) belki tworzące zrąb mogły być łączone za pomocą połączeń ciesielskich różnego typu (rys. 3.2 a) lub przy użyciu słupów (rys. 3.2 b). Typy połączeń węglowych opisane zostały w następnym rozdziale 3.3.5. Najstarsze znane konstrukcje w typie sumikowo-łątkowym pochodzą z VIII/IX w. [54] i wznoszone były wówczas w budynkach mieszkalnych i gospodarczych, m.in. w Biskupinie [72]. Konstrukcje tego typu zostały następnie rozpowszechnione na znaczny obszar i przetrwały do dziś, głównie w budownictwie wiejskim w północnej i zachodniej Polsce. Belki poziome (sumiki) wpuszczane były w żłobki w słupkach (łątkach) na wpust (rys. 3.2 c) [54].



Rys. 3.1. Przykłady budynków o drewnianej konstrukcji ścian a) konstrukcja wieńcowa (chałupa z Rębowa z II poł. XIX w., Muzeum Wsi Mazowieckiej w Sierpcu), b) konstrukcja sumikowo-łątkowa (karczma z Sochocina z XVIII w., Muzeum Wsi Mazowieckiej w Sierpcu)



Rys. 3.2. Przykłady łączenia ścian w budynkach o konstrukcji wieńcowej i sumikowo-łątkowej a) na jaskółczy ogon, b) za pomocą słupów. c) połączenie sumików z łątkami

Największy rozkwit budownictwa szkieletowego, znanego od ponad tysiąca lat, przypada na XV i XVI w. [72]. Na terenie Polski, poza rejonami Śląska, Warmii i Mazur oraz Pomorza (o znacznych wpływach niemieckich), system ten nie był tak powszechnie stosowany, jak np. w Anglii, Francji czy właśnie Niemczech [9], [101].

Konstrukcje dachowe wykonywano najczęściej jako wiązary krokwiowe lub jętkowe [157]. Wszystkie połączenia realizowano jako połączenia ciesielskie.

Na terenie Sudetów (pogranicze Polski, Czech i Niemiec) począwszy od XVII w. wznoszone były tzw. domy przysłupowe, w których dolne kondygnacje stanowiły zrębowe konstrukcje ścian z połączeniami na czopy i wręby [162].

Znaczny rozwój sztuki ciesielskiej nastąpił w okresie między XIII a XVIII w. Wtedy to powstały nowe typy więźb dachowych w konstrukcjach kościołów gotyckich i barokowych oraz wykształciły się nowe formy połączeń [34]. Jednym z najstarszych zachowanych przykładów jest drewniana więźba dachowa kościoła św. Jakuba w Toruniu z pocz. XVI w. ze złączami nakładkowymi w formie jaskółczego ogona [72]. Od poł. XV w. do XVIII/XIX w. powszechnie stosowana była storczykowa więźba dachowa [128]. W kolejnych latach konstruowano dachy o dużych rozpiętościach, często oparte na formie łuku [56]. Ze względu na stosowanie wielu elementów składowych konstrukcji i konieczność wykonywania wielu połączeń między nimi, do powszechnego użycia weszły łączniki metalowe [54].

Wznoszenie bardziej złożonych więźb dachowych wymagało wprowadzenia systemu oznaczeń, dzięki któremu możliwa była identyfikacja poszczególnych elementów, ich umiejscowienie względem siebie i w całej konstrukcji [85]. Na rys. 3.3 pokazany jest przykład oznaczeń ciesielskich na elementach historycznej więźby dachowej kościoła Najświętszej Marii Panny w Ingolstadt w Niemczech, datowanej na 1492 r. na podstawie badań dendrochronologicznych [54].



Rys. 3.3. Znaki ciesielskie widoczne na elementach więźby dachowej kościoła Najświętszej Marii Panny w Ingolstadt z 1492 r.

3.1. Najistotniejsze zagadnienia

Połączenia ciesielskie to połączenia kształtowane. Zapewniają przenoszenie obciążeń z elementu na element oraz odpowiednie położenie elementów względem siebie. Utrzymują także zdolność do przenoszenia obciążeń po demontażu i powtórny montaż, co stanowi ważną cechę z punktu widzenia prac remontowych i konserwatorskich. Przykładem może być tu Świątynia Wang, która została wzniesiona na przełomie XII i XIII w. w południowej Norwegii w miejscowości Vang, a następnie w XIX w. przeniesiona do Karpacza, gdzie znajduje się do dzisiaj. Wszystkie połączenia w obiekcie zrealizowano jako połączenia ciesielskie, bez użycia gwoździ, co umożliwiło demontaż, przeniesienie i ponowny montaż konstrukcji w innym miejscu.

Połączenia ciesielskie osłabiają przekroje elementów łączonych, które muszą mieć wymiary takie, by przenosiły powstałe naprężenia. Stąd przekroje elementów poza złączami mają z reguły większe wymiary niż wynika to z warunków wyężenia, co z kolei wpływa na zwiększenie sztywności konstrukcji.

Połączenia ciesielskie w konstrukcjach historycznych wraz z biegiem czasu i pod wpływem działających obciążeń i innych czynników zewnętrznych ulegają zużyciu lub nawet całkowitej destrukcji, co może powodować poważne zagrożenie dla poszczególnych elementów lub całych ustrojów konstrukcyjnych.

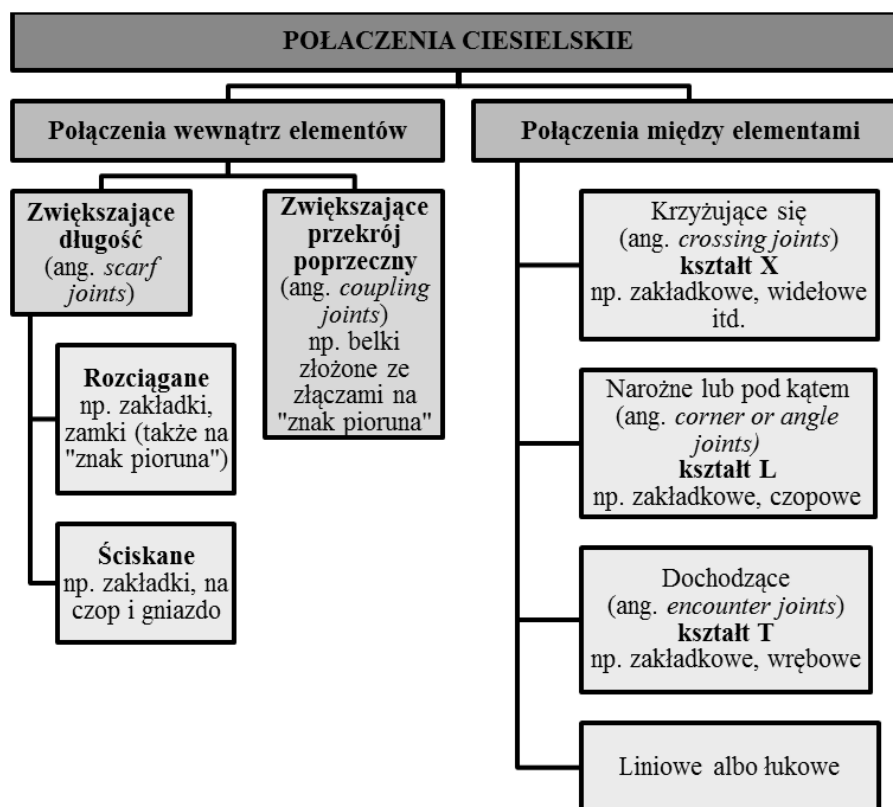
Zachowanie statyczne połączeń wpływa w znaczący sposób na siły wewnętrzne w modelu statycznym, dlatego, aby przeprowadzić dokładną analizę całej konstrukcji, należy dokonać analizy zachowania połączeń. Norma [117] zaleca uwzględniać w obliczeniach i analizie podatność połączeń, wpływającą znacząco na przebieg sił wewnętrznych i mimośrodę, jednak nie podaje żadnych wytycznych co do realizacji tego zagadnienia. Normy i literatura nie są w tym względzie kompletne. Należy nadmienić, że dotychczas nie ma wiarygodnych źródeł zawierających dokładne wytyczne na temat kształtowania połączeń ciesielskich, a ich dawni twórcy opierali się głównie na swoim doświadczeniu i tradycji.

Analizując sztywność złączy ciesielskich, można zauważyć ich „półsztywne” (ang. *semi-rigid*) i plastyczne (ang. *ductile*) zachowanie. W związku z tym niektóre konstrukcje drewniane mogły przetrwać znaczne obciążenia podczas trzęsień ziemi czy dużych wiatrów. Dzięki procesowi redystrybucji sił wewnętrznych, połączenia w elementach mogły zapewnić nośność całej struktury, nie doprowadzając do utraty równowagi globalnej. Zwykle w celu uproszczenia analiz, zakłada się, że połączenia ciesielskie stanowią połączenia idealnie przegubowe lub idealnie sztywne, podczas gdy w rzeczywistości tak nie jest [13].

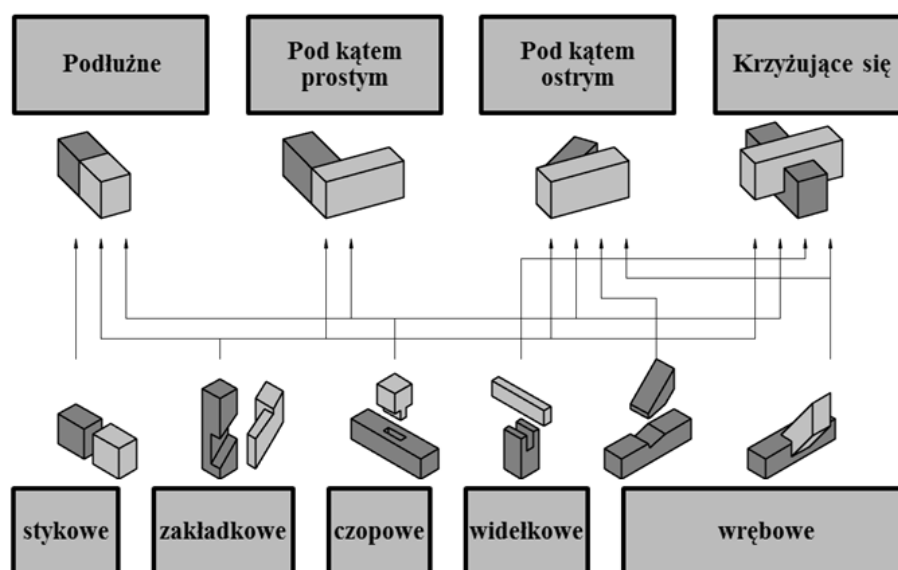
3.2. Typologia połączeń – podział ze względu na geometrię i zastosowanie

W konstrukcjach historycznych wyróżnić można kilkaset typów połączeń ciesielskich [72], które kształtowały się w wyniku rozwoju sztuki budowlanej i architektury danego obszaru czy okresu. Dokonuje się różnych podziałów połączeń, w zależności od ich funkcji (np. przedłużające, zwiększające wymiary, zespalające elementy wg [81]), formy (np. trzpieniowe, wrębowe, klejowe wg [90]), czy wreszcie umiejscowienia w konstrukcji (np. wewnątrz elementu i między elementami wg [152]).

Mimo wielu przedstawionych w literaturze prób klasyfikacji połączeń ciesielskich, nieraz trudno jednoznacznie zakwalifikować poszczególne połączenia. Związane to jest z różnicami w geometrii czy zastosowaniu poszczególnych typów połączeń w różnych regionach kontynentu (świata) oraz czasem ich powstawania. Ze względu na geometrię i zastosowanie połączenia ciesielskie można podzielić jak poniżej (rys. 3.4, rys. 3.5).



Rys. 3.4. Propozycja klasyfikacji połączeń ciesielskich w zależności od funkcji

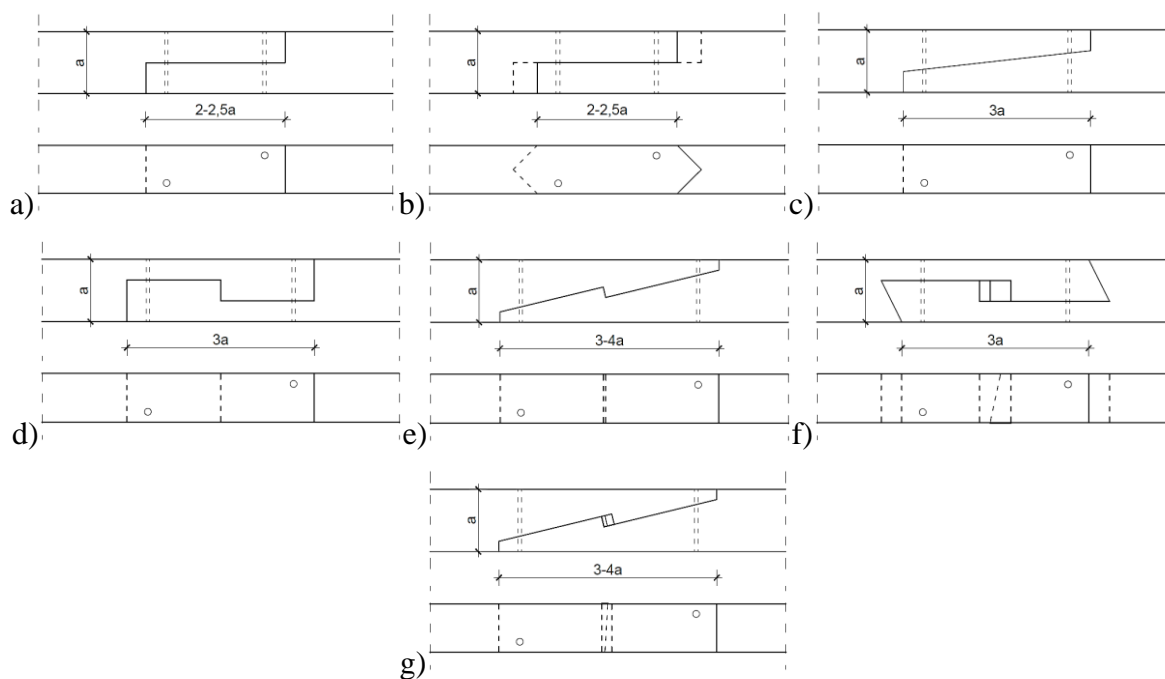


Rys. 3.5. Propozycja klasyfikacji połączeń ciesielskich w zależności od geometrii

3.2.1. Połączenia stykowe

Połączenia podłużne stykowe (ang. *scarf joints and splice joints*) umożliwiają łączenie na długości dwóch elementów. Stosowano je wówczas, gdy dostępny materiał nie mógł zapewnić wymaganej długości belki. Zwykle, gdy była taka możliwość, wykonywano je w najmniej wyteżonym przekroju, gdyż łączone elementy w styku nigdy nie mogły mieć takiej nośności jak przekrój niełączony [133]. W historycznych konstrukcjach, poza przedłużaniem podwalin i oczepów w budynkach szkieletowych, stosowane były do przedłużania elementów więźb dachowych, takich jak płatwie czy belki wiązarowe. Do momentu wprowadzenia technologii drewna klejonego była to powszechna metoda przedłużania elementów drewnianych [160]. Obecnie stosowane są m.in. w przypadku odtwarzania złączy historycznych lub w przypadku uzupełniania materii w elementach zabytkowych.

Można wyróżnić kilka podstawowych typów połączeń stykowych, które konstruowane były w zależności od lokalizacji w konstrukcji i naprężeń, jakie miały przenieść. Przedstawiono je na rys. 3.6.

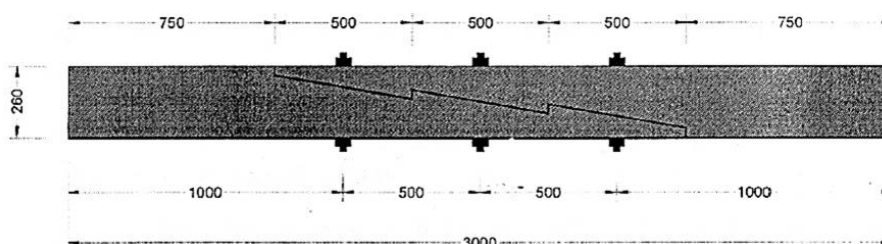


Rys. 3.6. Różne formy połączeń stykowych (widoki z boku i z góry): a) nakładka prosta, b) nakładka ze ścięciem, c) nakładka skośna, d) nakładka zazębiona, e) nakładka na „znak pioruna”, f) zamek skośny klinowany, g) zamek na „znak pioruna”

Najprostszą formą łączenia elementu na długości jest nakładka prosta (rys. 3.6 a), wykonywana, w zależności od potrzeb, w płaszczyźnie pionowej lub poziomej. Płaszczyzna styku jest równoległa do elementów łączonych; z jednego i drugiego elementu zostaje usunięty materiał odpowiadający połowie wysokości czy szerokości przekroju. Nakładki proste były czasem wykonywane ze skosem lub ze ścięciem (rys. 3.6 b). Nakładka skośna (rys. 3.6 c) jest podobna do nakładki prostej, ale płaszczyzna styku jest ukośna w stosunku do osi łączonych elementów. Poza formami wymienionymi powyżej, w historycznych obiektach drewnianych występują także połączenia na nakładkę zazębioną (rys. 3.6 d), nakładkę w formie jaskółczego ogona oraz nakładkę na „znak pioruna” (rys. 3.6 e). Czasami połączenia takie były dodatkowo wzmocnione klinami, które tworzyły z nich zamki, np. zamek skośny klinowany (rys. 3.6 f) czy zamek na „znak pioruna” (opisywany w literaturze jako ang *Bolt of lightning*, fr. *Trait-de-Jupiter*) (rys. 3.6 g). Kliny w tych złączach (rys. 3.6 f, g), wykonane zwykle z twardszego drewna, zapewniały zacieśnienie złącza oraz ułatwiały jego wykonanie. Z punktu widzenia mechaniki były to złącza bardzo korzystne, zdolne do przenoszenia także niewielkich obciążeń zginających.

Połączenie na „znak pioruna” (opisane m.in. w [109], [110], [114], [158]) stanowiło wyrafinowaną formę i było powszechnie stosowane w obiektach historycznych. Elementy łączone na całej długości na tzw. „znak pioruna” to belki złożone (ang. *built-up beams, composite beams with a teathed joint*, opisane m.in. w [94], [135], [136]) stosowane od czasów starożytnych, np. w konstrukcjach rzymskich mostów, później w konstrukcyjnych elementach stropów drewnianych w ratuszach czy kościołach oraz konstrukcjach więźb dachowych, aż do końca XIX w. Szczególny rozwój tego typu połączenia w belkach przypada na okres włoskiego renesansu. W związku z rozwojem technologii drewna klejonego, obecnie stosuje się je jedynie do wzmacniania i napraw obiektów historycznych. W dzisiejszej literaturze nie ma podanych żadnych zasad dotyczących kształtowania i wymiarowania takich elementów.

Przykład połączenia na „znak pioruna” w belce wiązarowej z wymiarami z rzeczywistego obiektu przedstawiono w [109] (rys. 3.7). Inny przykład takiego połączenia, pochodzi z XVII- wiecznego kościoła św. Antoniego w Ostrawie [158].



Rys. 3.7. Przykład połączenia na „znak pioruna” z wymiarami z rzeczywistego obiektu [109]

Autorzy w pracy [94] przytaczają przykłady połączeń ciesielskich występujące w historycznych konstrukcjach, które przetrwały do dziś, np. w pałacu w Weronie z XIV w. Belki te złożone były z 7 elementów łączonych ze sobą za pomocą „znaku pioruna” (rys. 3.8).



Rys. 3.8. Uproszczony model belki złożonej z XIV- wiecznego pałacu w Weronie [94]

Poszczególne formy istniejących połączeń ukazują próby podejmowane przez twórców dawnych epok, mające na celu ukształtowanie jak najmocniejszego czy najbardziej trwałego złącza w zadanych warunkach.

3.2.2. Połączenia nakładkowe, zakładkowe

Połączenia nakładkowe czy zakładkowe (ang. *lap joints*) stanowią jedne z najprostszych połączeń ciesielskich. Umożliwiają łączenie elementów krzyżujących się, jak np. w przypadku narożników ścian wieńcowych. W samych węglach istniało kilka do kilkunastu różnych rodzajów połączeń na nakładkę pod względem geometrii złącza (przedstawiono je w tab. 3.1). W celu utrzymania położenia łączonych elementów połączenia na nakładki były zwykle kołkowane [81].

W przypadku większości takich połączeń mamy do czynienia z usuwaniem części materiału z obu elementów łączonych w taki sposób, że wymiar wyjściowego złącza jest równy wymiarowi grubszego z łączonych elementów. Często elementy łączone miały tę samą grubość. Poza najprostszą formą, jaką była nakładka prosta, wykonywano także nakładki w formie jaskółczego ogona, zapewniając niewielką nośność na rozciąganie złącza [169]. Inną formą rozwoju tego połączenia była nakładka zazębiona.

3.2.3. Połączenia czopowe

Połączenia czopowe (ang. *mortise/ mortice and tenon joints*) zapewniają łączenie elementów konstrukcji, zwykle w układzie L- lub T- kształtnym, przy kącie między łączonymi elementami od 45° do 90° [13]. W jednym elemencie łączonym wykonywane jest gniazdo, w którym umieszcza się czop wykonany w drugim elemencie. Istotne jest dopasowanie płaszczyzn styku między elementami. Połączenia są kołkowane. W tradycyjnych połączeniach, otwory na kołki w czopie były wykonywane z niewielkim przesunięciem w stosunku do otworu w gnieździe w taki sposób, że po wprowadzeniu kołka złącze zostawało zacieśnione i usztywnione.

Przy kącie łączonych elementów różnym od 90°, często wykonywane były połączenia czopowe z wrębem, pozwalające utrzymać elementy w jednej płaszczyźnie. Złącze to można traktować jako ulepszone złącze na wręb.

3.2.4. Połączenia wrębowe

Połączenia wrębowe (ang. *notched joints*) pozwalają na łączenie elementów położonych względem siebie pod kątem innym niż 90° . Ich rozwój związany jest głównie z rozwojem konstrukcji drewnianych więźb dachowych (głównie wieszarowych wg [13]). Wręby, inaczej zaciosy, stanowią V-kształtne wycięcia na długości elementu poziomego (belki) lub pionowego (słupa), do którego dołączany jest element ukośny. Przykłady połączeń między elementami, dla których typowo stosuje się połączenia wrębowe to pozioma belka więzardowa i krokiew lub słup w ustroju wieszarowym i zastrzały.

Ze względu na formę wrębów można wyróżnić połączenia na wręby policzkowe i czołowe oraz pojedyncze i podwójne (te ostatnie wykonywane były przy dużych siłach ściskających i małych kątach (do 25°) w celu korzystniejszego rozkładu sił i naprężeń [90]). W celu dodatkowego utrzymania elementów w jednej płaszczyźnie, wykonywane były także wręby z czopem (pokazano na rys. 3.27). W tym wypadku nośność złącza zapewniona była głównie przez wrąb (o większej sztywności niż czop).

3.2.5. Połączenia stosowane w konstrukcji ścian

Połączenia o różnych formach stosowane były i są w wielu miejscach w konstrukcji, do łączenia ze sobą poszczególnych elementów. Poniżej przedstawiono wybrane charakterystyczne połączenia między poszczególnymi elementami konstrukcyjnymi ścian (rys. 3.9, 3.10 oraz tab. 3.1 i 3.2) wg [54].

W ścianach o konstrukcji wieńcowej występuje kilkanaście różnych rodzajów połączeń elementów w narożach (przedstawiono je w tab. 3.1), nazywanych węglami [72]. Rozróżnić można węgła z ostatkami i bez (przykłady przedstawiono na rys. 3.9). Połączenia z ostatkami tworzyły naroża mocniejsze i bardziej trwałe. Były to zakładki proste lub w jaskółczy ogon. Połączenia bez ostatków wykonywano jako zakładki proste lub ukośne.



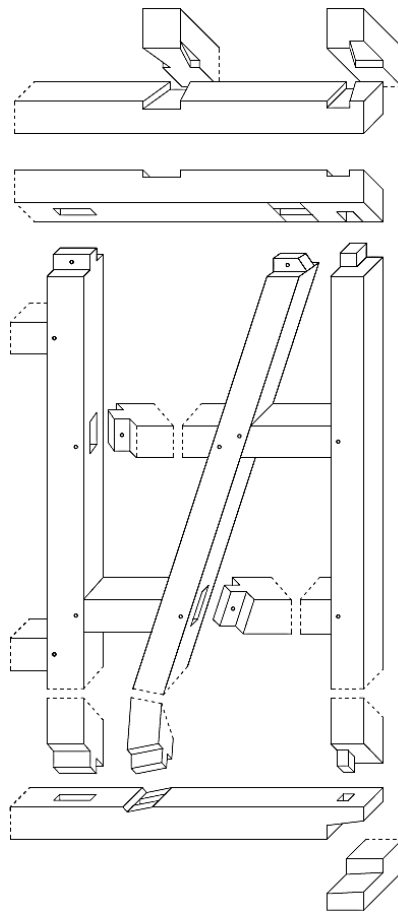
Rys. 3.9. Przykłady łączenia ścian wieńcowych w narożach a) z ostatkami (chałupa z Rębowa z II poł. XIX w., obecnie w Muzeum Wsi Mazowieckiej w Sierpcu [54]), b) bez ostatków (kościół św. Jana Nepomucena z I poł. XVII w., w Parku Szczytnickim we Wrocławiu [98])

W obiektach historycznych budowanych na terenie Polski najbardziej powszechne typy połączeń węglowych stanowią zamek węglowy podhalański i słowiański (tab. 3.1), nazwane tradycyjnie od regionów występowania. Zamek węglowy podhalański zaczął pojawiać się w Polsce już w XV-XVI w., np. w XV-wiecznym drewnianym kościółku z Dębna [72]. Jest to rodzaj połączenia na nakładkę wzmocnionego klinowatymi wypustami, czemu zawdzięczano znaczną sztywność i nośność. Połowizny elementów w ścianie łączono między sobą na twarde drewniane kołki. Z kolei zamek słowiański to zamek płetwowy. Nie był rozwiązaniem tak estetycznym ani korzystnym, jak zamek podhalański. Ze względu na brak ostatków miał gorszą izolacyjność termiczną. Mogło dochodzić do przemarzania w narożach ze względu na wyższy współczynnik przenikania ciepła dla drewna wzdłuż niż w poprzek włókien.

W innych rozwiązaniach połączeń stosowanych w konstrukcji ścian wieńcowych (tab. 3.1) belki łączono w narożach również na nakładki lub zamki, a spoczywające jeden na drugim wieńce łączono między sobą kołkami. Rzadszym rozwiązaniem, stosowanym w przypadku dłuższych ścian i słupów pionowych, było łączenie ich na czop z podwaliną i górną belką [149]. Ściany wewnętrzne łączono ze ścianami zewnętrznymi na jaskółczy ogon lub na nakładki, jak w narożach.

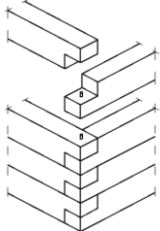
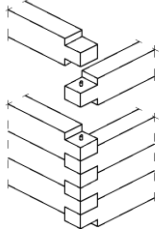
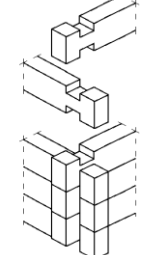
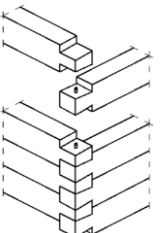
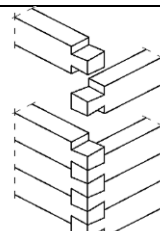
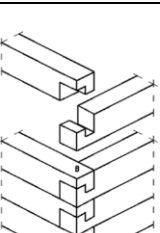
Przykładowy układ połączeń w konstrukcjach szkieletowych wg [149] przedstawiono na rys. 3.10. Na podmurówce układano belki podwalinowe, które łączono w narożach na nakładkę prostą (z kołkowaniem), na zamek płetwowy (zwany też tyrolskim) lub zamek

francuski. Słupy pośrednie łączono z belkami podwalinowymi na czopy proste, a słupy narożne na czopy boczne (odsadzone). Elementy ukośne, czyli zastrzały wpuszczano w belki podwalinowe i oczepy za pomocą czopów skośnych z zaciosem lub bez. Nie łączono ich bezpośrednio z słupami. Rygle łączono z słupami na czopy proste (połączenia były kołkowane), a w nadprożach i parapetach na czopy z zaciosem. Rygle z zastrzałami łączono na czopy skośne (połączenia były kołkowane). W oczep wpuszczano czopy słupów i zastrzałów. Oczepy łączono w narożnikach tak, jak belki podwalinowe. Na oczepy układano belki stropowe łączone na wręby (w formie jaskółczego ogona, narożne itp.).



Rys. 3.10. Połączenia w ścianach ryglowych wg [149]

Tabela 3.1. Połączenia ścian wieńcowych w narożach

Rodzaj połączenia	Rysunek połączenia	Opis połączenia wg literatury ([72], [81], [86], [149])	Uwagi dodatkowe
Nakładka prosta z kołkowaniem		końce belek pozacinane pół na pół tworzą wieńce wyrównane z góry i dołu	konieczne kołkowanie
Na obłap bez ostatekó (nakładka obustronna z kołkowaniem)		wieńce nie są wyrównane; belki mijają się na przemian po wysokości	tzw. węgiel gładki; konieczne kołkowanie
Na obłap z ostatekami (nakładka obustronna z ostatekami)		jak powyższe, z wypuszczonymi poza lico ściany ostatekami	połączenie nieprzesuwalne, o ile zostaną wypuszczone ostateki
Nakładka płetwowa (nakładka obustronna poszerzana)		nakładka poszerzona obustronnie – w jednej belce z boku od strony wewnętrznej, w drugiej u końca	tzw. cynkowanie; połączenie zabezpieczone przed rozsunięciem w jedną stronę
Zamek płetwowy (zamek słowiański, zamek tyrolski)		wycięcia w belkach poszerzone zarówno u końców, jak i od strony wewnętrznej u boków	pożądane kołkowanie dla wzmocnienia połączenia
Zamek francuski		wieńce wyrównane obustronnie z wycięciami tworzącymi zamek; jedna z belek trzyma się zakończeniem hakowym, druga rozszerzeniem w jaskółczy ogon	połączenie stosowane do łączenia w narożach podwalin ścian zewnętrznych i działowych

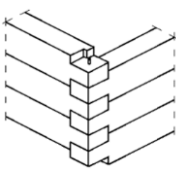
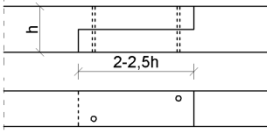
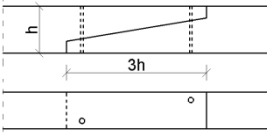
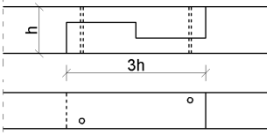
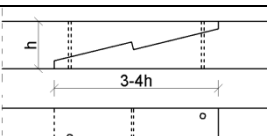
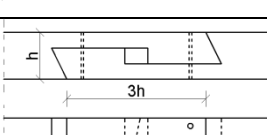
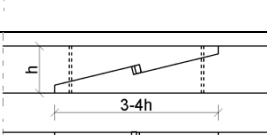
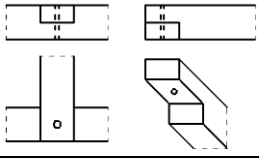
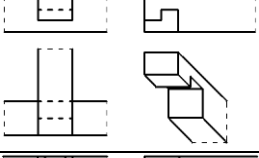
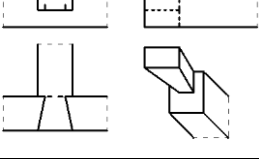
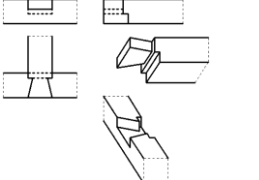
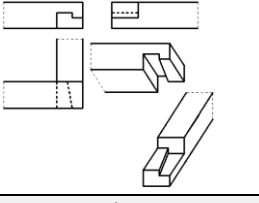
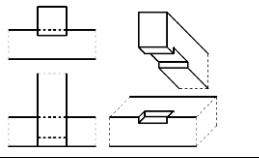
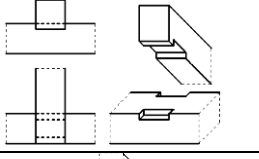
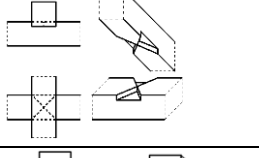
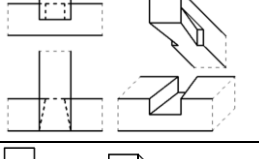
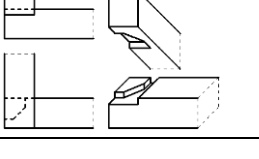
Zamek podhalański (zamek góralski)		nakładka wzmocniona klinowatymi wypustami (tzw. palcami) w jednej belce zaciskanymi w odpowiadających im wpustach wyciętych w drugiej belce	
Wrąb zwyczajny		belki zacięte na kilka cm; pozostają między nimi szpary	

Tabela 3.2. Połączenia w ścianach szkieletowych

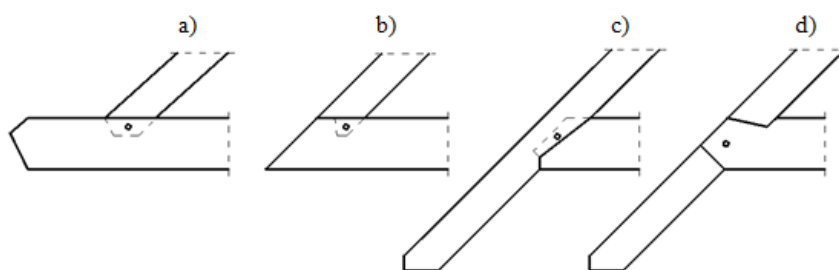
Rodzaj połączenia	Rysunek połączenia	Zastosowanie, uwagi
Połączenia elementów na długości – podwaliny, oczepy		
Nakładka prosta		dla podwalin na podmurówce; konieczne kołkowanie; nie przenosi rozciągania
Nakładka skośna		zastosowanie jak nakładka prosta, dla płatwi; konieczne kołkowanie; nieco wytrzymałsza na siły poprzeczne
Nakładka zazębiona		dla podwalin na pełnym podkładzie lub w innych przypadkach przy wzmocnieniu śrubami lub strzemionami; może przenosić siły rozciągające
Nakładka na „znak pioruna”		zastosowanie jak nakładka zazębiona; odporniejsza na siły poprzeczne; przy dodatkowym okuciu może przenosić zginanie
Zamek skośny klinowany		np. między słupami ściany ryglowej; wymagane kołkowanie tylko przeciw przesunięciom bocznym; dobrze pracuje na zginanie przy niewielkich rozpiętościach
Zamek na „znak pioruna”		zastosowanie i zachowanie jak zamek skośny; odporniejszy na siły poprzeczne; przy odpowiednim okuciu może pracować na zginanie na większych rozpiętościach

Połączenia elementów pod kątem – podwaliny, oczepy		
Nakładka prosta		dla naroży i styków pod kątem, dla podwalin na podmurówce; konieczne kołkowanie; nie przenosi rozciągania
Nakładka zazębiona		zastosowanie jak nakładka prosta; nieco wytrzymalsza na siły poprzeczne, jednak przy większych siłach hak może ulec ścięciu
Nakładka w jaskółczy ogon		pracuje lepiej na rozciąganie; osłabia nadmiernie belkę przy dużym wycięciu, przy zbyt małym (mniej niż pół belki) nieodporna na siły ścinające
Nakładka w jaskółczy ogon z posiłkiem		jaskółczy ogon – 1/3 belki, a tylko posilek przy styku dochodzi do połowy; belka nie jest nadmiernie osłabiona, a połączenie staje się odporne na ścinanie; zastosowanie: w wymianach narożnych
Zamek francuski		do belek o dużych wymiarach i dobrym materiale; lepsze zamki pletwowe
Połączenia elementów na wręby – podwaliny, oczepy		
Wrąb prosty		zbliżony do nakładki zazębionej, mniejszy wzajemny wpust – 2-3 cm
Wrąb podwójny		lepszy od prostego, gdyż nie osłabia belki na podporze
Wrąb krzyżowy		równie dobry jak podwójny, mniej osłabiony przekrój oczepu
Wrąb w jaskółczy ogon		znaczne osłabienie przekroju oczepu
Wrąb narożny		w tzw. ścięty ząb lub przesunięty jaskółczy ogon

3.2.6. Połączenia stosowane w konstrukcjach więźb dachowych

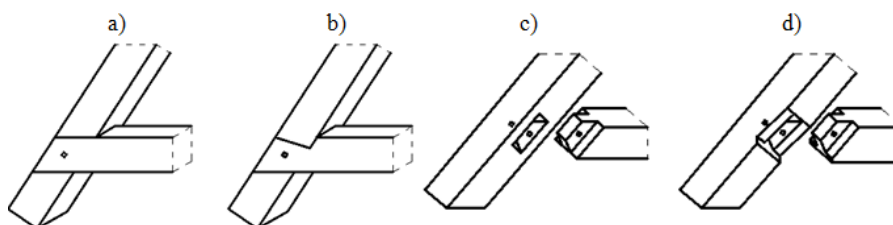
Jeśli chodzi o połączenia w więźbach dachowych, wybrane charakterystyczne połączenia między poszczególnymi elementami konstrukcyjnymi, przedstawione m.in. w [54] zaprezentowano na rysunkach poniżej (rys. 3.11 – 3.16).

Dla najprostszych więźb o ustroju krokwiowym sposób łączenia krokwi z belkami wiązarowymi zależał od usytuowania ich zakończeń [86]. Gdy belki wiązarowe wystawały poza krokwie, stosowane były zwykle wręby zębate z czopami lub bez czopów (rys. 3.11 a). Gdy zaś belki i krokwie kończyły się w tym samym miejscu, stosowano wręby zębate cofnięte (odsadzone) lub czopy odsadzone (rys. 3.11 b). Natomiast, gdy krokwie wystawały poza belki okapowe, stosowane były czopy z zaciosem lub bez albo czopy na nakładkę (rys. 3.11 c, d).



Rys. 3.11. Połączenie krokwi z belką wiązarową a) na czop zwykły, b) na czop cofnięty, c) na czop z zaciosem, d) na nakładkę

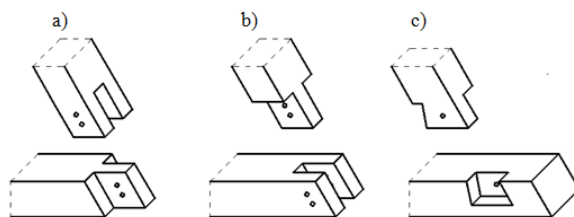
W przypadku więźb o ustroju jętkowym, jętki łączono z krokwiami na nakładkę prostą (rys. 3.12 a), nakładkę w formie jaskółczego ogona (rys. 3.12 b) albo na czopy zwykłe (rys. 3.12 c) lub z wrębem (rys. 3.12 d), z kołkowaniem. W przypadku stosowania murłat (namurnic wg [157]), układano na nich belki wiązarowe łączone na wręby. Krokwie dołączane były często za pomocą krótkich belek krokwiowych na nakładkę w jaskółczy ogon [54].



Rys. 3.12. Połączenie krokwi z jętką a) na nakładkę prostą, b) na jaskółczy ogon, c) na czop zwykły, d) na czop z wrębem

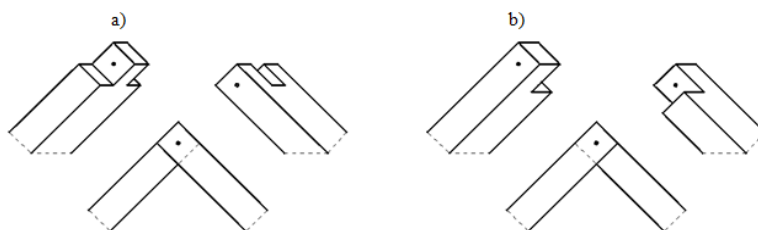
W ustrojach więźb płatwiowo-kleszczowych słupy wpuszczano za pomocą czopów w gniazda wykonane w belkach wiązarowych lub podwalinowych i płatwiach. Kleszcze łączono na wręby z słupami i krokwiemi (połączenia były czasem wzmacniane za pomocą śrub). Płatwie nad kleszczami utrzymywały położenie dzięki wrębom. Krokwie opierano na płatwiach także za pomocą wrębów [86].

W bardziej skomplikowanych ustrojach więźb dachowych kościołów okresu romańskiego i gotyku zachowane przykłady prezentują połączenia krokwi z belkami wiązarowymi na zwidłowanie z kołkowaniem. Zwidłowanie mogło występować zarówno w krokwi (rys. 3.13 a), np. w przypadku romańskiego kościoła w Niedermending z XII w., jak i w belce (rys. 3.13 b), np. w katedrze w Konstancji z XIII w. czy w kościele w Rudzie Drogolewskiej z XIV w. [128]. Innym przykładem połączenia krokwi z belką jest połączenie na jaskółczy ogon (rys. 3.13 c), zastosowane np. w kościele w Szydłowie z XIV w. Wraz z upływem czasu i rozwojem techniki zaczęto wykonywać połączenia na czop zwykły lub cofnięty.



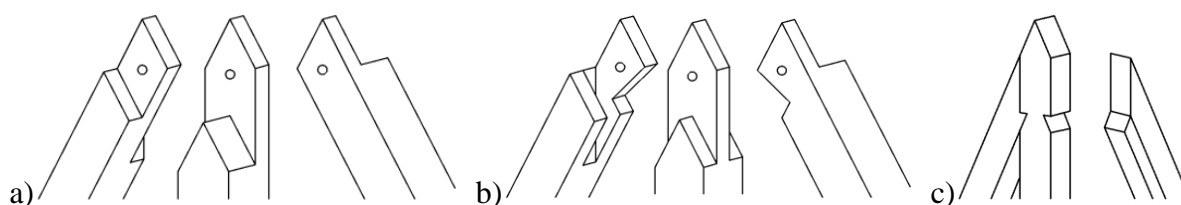
Rys. 3.13. Połączenie krokwi z belką wiązarową a) na zwidłowanie w krokwi, b) na zwidłowanie w belce, c) na jaskółczy ogon

Krokwie w kalenicy łączone były zazwyczaj na zwidłowanie (rys. 3.14 a), co uniemożliwiało przesunięcie krokwi, a umożliwiało przenoszenie sił osiowych. W przypadku zbyt małej szerokości krokwi, niepozwalającej na wykonane zwidłowania, stosowano połączenie na nakładkę (rys. 3.14 b).

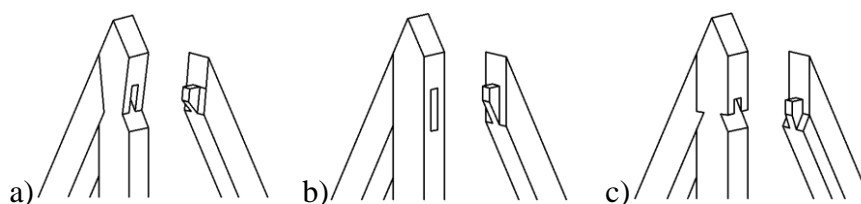


Rys. 3.14. Połączenie krokwi w kalenicy a) na zwidłowanie, b) na nakładkę

W przypadku złożonych więźb storczykowych i wieszakowych do krokwi dochodził dodatkowy element (storczyk lub wieszak), który musiał być dołączony. W przypadku storczyka, stosowano połączenia na nakładkę prostą z kołkowaniem (rys. 3.15 a), jak np. w kościele w Szydłowie z XIV w. [149], na zwidłowanie (rys. 3.15 b) lub na wręby (rys. 3.15 c), np. w kościele w Domachowie z XVI w. [128]. Połączenia te zapewniają współpracę krokwi i stanowią pionowe stężenia dachu, nie muszą przenosić obciążeń pionowych. Połączenie na zwidłowanie pozwala na bardziej precyzyjne ustawienie elementów względem siebie niż w przypadku nakładki. Innym spotykanym rozwiązaniem jest połączenie na styk z kołkiem oraz na styk z kołkiem ze ściętym obustronnie storczykiem. Spotykane połączenia wieszaka z krokwiemi, jakie wykonywano w więźbach dachowych polskich kościołów to np. połączenia na czopy cofnięte (rys. 3.16 a), czopy cofnięte z ukosowaniem wieszaka (rys. 3.16 b) czy na czopy cofnięte z wrębami w wieszaku (rys. 3.16 c).



Rys. 3.15. Połączenie storczyka z krokwiemi w więźbie storczykowej a) na nakładkę prostą, b) na zwidłowanie, c) na wręby

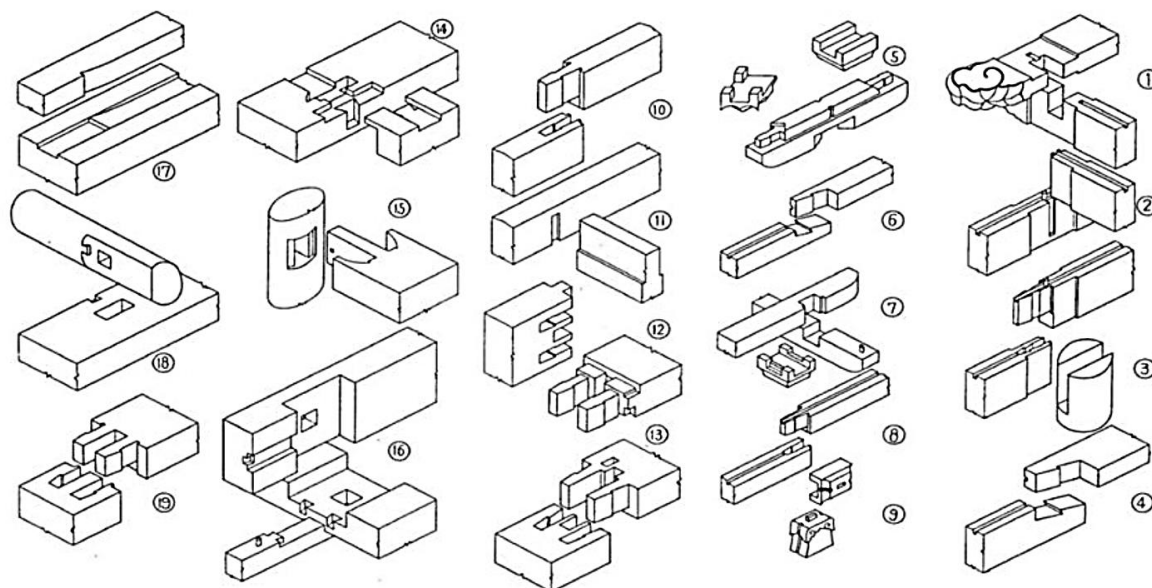


Rys. 3.16. Połączenie wieszaka z krokwiemi a) na czop cofnięty, b) na czop cofnięty z ukosowaniem, c) na czop cofnięty z wrębem w wieszaku

3.2.7. Inne przykłady połączeń historycznych

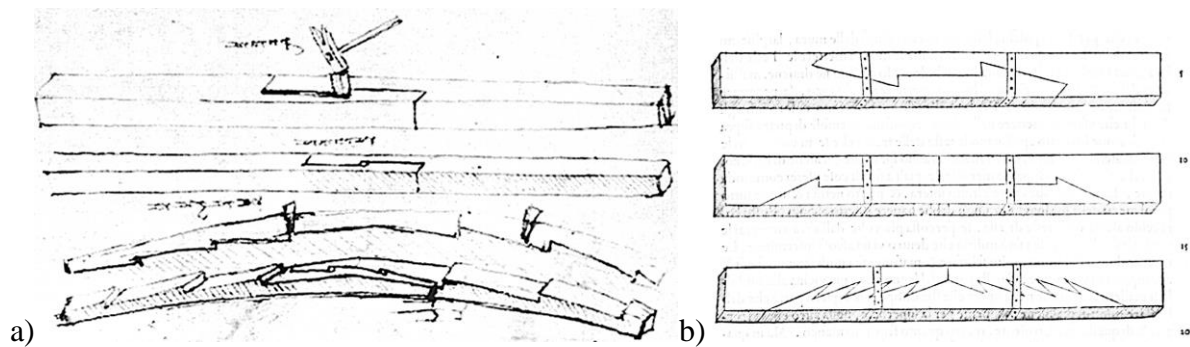
Powyżej zaprezentowane zostały połączenia występujące w architekturze typowej dla naszego obszaru geograficzno-kulturowego. Na świecie w obiektach historycznych istnieje ogromna różnorodność stosowanych połączeń ciesielskich wynikających z kultury, tradycji czy rozwoju danego regionu.

Szczególnie złożone i finezyjne rozwiązania prezentują detale architektury azjatyckiej, np. japońskiej (m.in. [24], [25]) czy chińskiej (m.in. [21], [65]). Przykładowo wg [79] w architekturze japońskiej można rozróżnić ponad pięćdziesiąt różnych typów połączeń podłużnych oraz ponad osiemdziesiąt różnych typów połączeń elementów łączących się pod kątem. Wiele z nich podziwiać można np. w pawilonie Nyoirindo buddyjskiej świątyni Daigo-ji w Kioto zbudowanym w 1606 r. Przykłady połączeń pokazuje rys. 3.17 poniżej.



Rys. 3.17. Przykłady połączeń z pawilonu Nyoirindo świątyni Daigo-ji w Kioto [79]

Niemalże równie wyrafinowane rozwiązania odnaleźć można w europejskiej architekturze renesansu. Prezentowane poniżej przykłady propozycji kształtowania połączeń elementów drewnianych na długości pochodzą spod ręki takich mistrzów, jak Leonardo da Vinci (rys. 3.18 a) [94] czy Leon Battista Alberti (rys. 3.18 b) [5]. Na rys. 3.19 zaprezentowano przykłady połączeń ciesielskich ukształtowanych wg tych wzorców we włoskich obiektach zabytkowych, które przetrwały do dzisiaj.



Rys. 3.18. Szkice prezentujące połączenia podłużne w belkach drewnianych wg renesansowych twórców a) Leonarda da Vinci [94], b) Leona Battisty Albertiego [5]



Rys. 3.19. Przykłady połączeń podłużnych belek drewnianych w obiektach rzeczywistych

3.3. Analiza zachowania statycznego połączeń historycznych

Projektowanie i ocena zachowania statycznego istniejących połączeń ciesielskich stanowi obecnie ważne zagadnienie. Spowodowane jest to dużą liczbą zachowanych obiektów z takimi złączami, które często wymagają interwencji konserwatorskiej, brakiem wystarczającej wiedzy na temat pracy tychże złączy oraz brakiem normowych wytycznych praktycznego projektowania takich złączy, które są potrzebne w przypadku konieczności dokonania ich naprawy bądź wymiany.

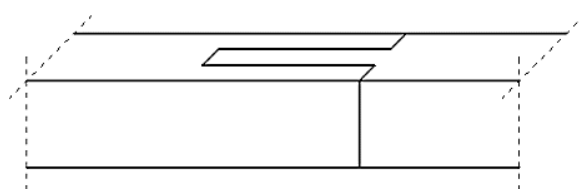
Zasadniczo wyróżnia się trzy rodzaje podejścia do zagadnienia analizy zachowania statycznego złączy: badania eksperymentalne, obliczenia analityczne, modelowanie numeryczne. Dwa pierwsze są głównym źródłem danych, używanych do dalszych analiz. Umożliwiają także weryfikację modeli numerycznych.

- Główne aspekty analizy związane z połączeniami ciesielskimi to przede wszystkim [13]:
- ustalenie sztywności i nośności połączeń w zależności od obciążenia (zależność dystrybucji sił i sztywności, nośności),
 - ocena wytrzymałości materiału połączeń poddanych obciążeniom złożonym (brak reguł w obecnie obowiązujących normach),
 - sprawdzenie docisku między powierzchniami łączonych elementów (nieznane powierzchnie docisku i niejednorodny rozkład naprężeń, występowanie ściskania pod kątem do włókien, wydłużenie strefy rzeczywistego kontaktu zgodnie zaleceniami normy [117]).

3.3.1. Połączenia stykowe

Oczywistym jest fakt, że elementy łączone przy zastosowaniu połączeń stykowych nie mogły osiągnąć wartości nośności czy sztywności elementu ciągłego o tych samych wymiarach. Na parametry te, poza formą połączenia, wpływ mają także inne czynniki, jak np. rzeczywiste wymiary elementów łączonych czy parametry wytrzymałościowe drewna.

Forma stosowanych połączeń podłużnych wynikała z funkcji, jaką miały pełnić, czyli rodzaju obciążeń, jakie miały przenosić. Prosta nakładka skośna (rys. 3.6 c) mogła być stosowana w przypadku połączeń obciążonych prostopadle i zlokalizowanych przy podporze. Wówczas połączenie odpowiadało za przeniesienie sił ścinających [13]. W przypadku łączenia elementów rozciąganych, takich jak np. belki wiązarowe, konieczne było zastosowanie innego połączenia. Dla elementów rozciąganych wykonywano zamki na „znak pioruna” (rys. 3.6 g). Połączenia były klinowane, co miało pomagać w przenoszeniu obciążeń oraz zapewniać ścisłość złączy. W momencie, gdy siła, która miała zostać przeniesiona przez złącze działała w innej płaszczyźnie, np. dla murłat obciążonych siłą poziomą przekazywaną z krokwi, stosowano złącza na zwidłowanie (rys. 3.20). Złącza te często ulegały zniszczeniu, głównie z uwagi na znaczne osłabienie przekroju [170].



Rys. 3.20. Połączenie stykowe na zwidłowanie

Z analiz opisanych w literaturze [170] wynika, że w przypadku obciążenia pionowego element z połączeniem na nakładkę prostą w płaszczyźnie poziomej może przenieść moment zginający równy jednej czwartej momentu przenoszonego przez ciągłą belkę. Gdyby to samo połączenie było wykonane w płaszczyźnie pionowej, przy tym samym obciążeniu, wartość momentu możliwego do przeniesienia wynosiłaby połowę wartości momentu przenoszonego przez belkę ciągłą. Ten prosty przykład obrazuje, jak istotnym zagadnieniem z punktu widzenia statyki jest kształtowanie połączeń wzdłużnych elementów. W przypadku połączenia na nakładkę skośną moment możliwy do przeniesienia stanowi tylko jedną trzecią nośności odpowiadającej belki ciągłej.

3.3.2. Połączenia nakładkowe, zakładkowe

Nośność połączeń nakładkowych związana jest z wymiarami elementu po usunięciu części materiału; nie zawsze pół na pół; czasem element podpierający położony niżej był wycinany w mniejszym stopniu niż element wyżej. Siły w tych połączeniach przenoszone są przez docisk. Nakładki w formie jaskółczego ogona cechuje za to niewielka nośność na rozciąganie.

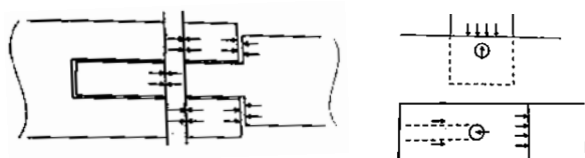
Połączenia na jaskółczy ogon były kołkowane, przy czym główną funkcją kołka nie było przenoszenie obciążeń w złączu, a zapobieganie przesunięciu łączonych elementów względem siebie. Z punktu widzenia statyki, połączenie to zdolne jest do przenoszenia zarówno ściskania, jak i niewielkiego rozciągania, nie ze względu na obecność kołka, ale dzięki swojej geometrii. Złącze to wymagało jednak dużej precyzji przy wykonywaniu, która niestety nie zawsze była spotykana u ich twórców [75].

3.3.3. Połączenia czopowe

Połączenia czopowe przenoszą przede wszystkim naprężenia ściskające. Połączenia te mają niewielką sztywność i w przypadku pojawienia się znacznych przemieszczeń, mogą ulec zniszczeniu, osłabiając lub niszcząc cały ustrój.

Analizując połączenia czopowe, należy zwrócić uwagę, że przesunięcie otworu na kołek w obu łączonych elementach powoduje zacieśnienie złącza. Schemat rozkładu sił w kołkowanym połączeniu czopowym przedstawiono na rys. 3.21. Kołek jest zginany i w wyniku działania zbyt wysokich naprężeń ścinających może zostać zniszczony [169], [170]. W związku z tym kołki wykonywane były (i są) najczęściej z drewna twardego, o wyższej

wytrzymałości. Z uwagi na ograniczoną odległość końców poza kołkiem połączenie nie przenosi znacznych obciążeń rozciągających [133].

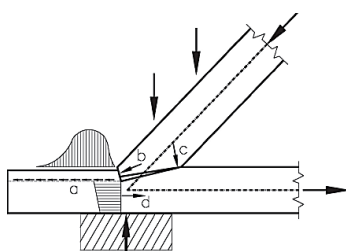


Rys. 3.21. Schemat rozkładu sił w kołkowanym połączeniu czopowym [169]

3.3.4. Połączenia wrębowe

Połączenia na wręby przenoszą zasadniczo jedynie obciążenia ściskające. Wartość możliwej do przeniesienia siły zależy od wartości dopuszczalnych naprężeń na docisk w pochylonych powierzchniach wrębu, od odpowiadającej powierzchni elementu przejmującego obciążenie i od wielkości powierzchni wrębu [96].

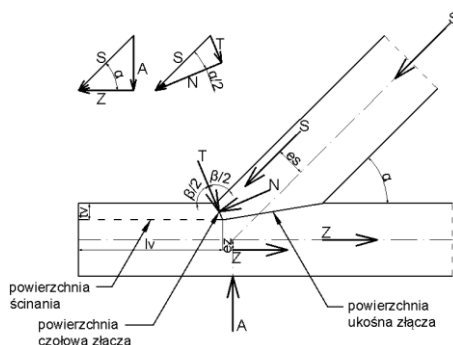
Wytrzymałość na ściskanie dla drewna jest różna w zależności od kierunku włókien – największa wzdłuż włókien, najmniejsza w poprzek włókien. Dla nachylenia pomiędzy tymi kierunkami wytrzymałość przyjmuje pośrednie wartości. W przypadku połączeń wrębowych ważne jest, że powierzchnia kontaktu, na której dokonuje się przekazania sił, jest zwykle mniejsza niż powierzchnia przekroju poprzecznego elementu i nie jest ortogonalna względem kierunku włókien żadnego z łączonych elementów. Rys. 3.22 przedstawia mechanizm przenoszenia sił w takim złączu wg [16].



Rys. 3.22. Schemat rozkładu sił w tradycyjnym połączeniu na wręb wg [16]

Autor pracy [16], analizując typowe połączenie na wręb, zwraca uwagę na następujące fakty: występowanie rozciągania poprzecznego do włókien oraz znacznych naprężeń ścinających, koncentracja naprężeń związana ze specyficznym kształtem wrębu, możliwość wystąpienia pęknięć na krawędziach oraz wystąpienie mimośrodów dla przenoszonych sił.

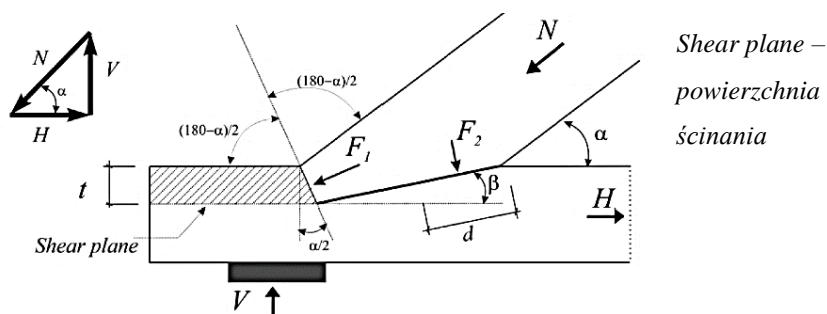
Jeden z modeli przenoszenia sił w przykładowym połączeniu na wręb czołowy pojedynczy, zaprezentowany w [96], przedstawiono na rys. 3.23.



Rys. 3.23. Schemat rozkładu sił w połączeniu na wręb czołowy pojedynczy wg [96]

Siłę ściskającą S rozkłada się na normalną N i poprzeczną T przyłożone do powierzchni czołowej złącza (rys. 3.23). Siła normalna przenoszona jest przez docisk, zaś siła poprzeczna przez tarcie występujące na powierzchni czołowej lub na przedniej części powierzchni ukośnej. W idealnym przypadku siła ściskająca zostałaby rozłożona na dwie składowe działające na czołową i ukośną powierzchnię styku. W rzeczywistych warunkach, z powodu braku idealnego przylegania powierzchni, często zakłada się, że siła ściskająca jest przenoszona jedynie przez docisk czołowy. W elemencie poziomym występują również naprężenia ścinające o nierównomiernym rozkładzie (największe naprężenia występują najbliżej powierzchni czołowej wrębu i zmniejszają się wraz z oddalaniem się).

Model wyidealizowany z uwzględnieniem siły składowej działającej na powierzchnię ukośną złącza, zaprezentowany w [13], przedstawiono na rys. 3.24. Pominięte zostają tutaj imperfekcje geometryczne i siły tarcia.



Rys. 3.24. Schemat rozkładu sił w połączeniu na wręb czołowy pojedynczy wg [13]

Wartości składowych sił działających na poszczególne powierzchnia złącza (czołową – F_1 i ukośną – F_2) opisane są odpowiednio za pomocą wyrażeń:

$$F_1 = N \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - N \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\alpha}{2} - \beta \right) < N \cdot \cos \frac{\alpha}{2}, \quad (3.1)$$

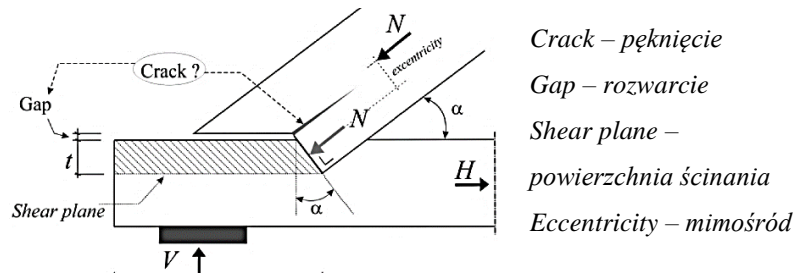
$$F_2 = \frac{N \cdot \sin \frac{\alpha}{2}}{\cos \left(\frac{\alpha}{2} - \beta \right)}. \quad (3.2)$$

Występujące w rzeczywistości tarcie może powodować zwiększenie naprężeń ścinających na powierzchni ścinania.

Nachylenie powierzchni wrębu związane jest z dążeniem do osiągnięcia jak najmniejszego kąta między kierunkiem naprężeń a kierunkiem włókien w drewnie. Najkorzystniejszym położeniem powierzchni czołowej wrębu jest położenie po kierunku dwusiecznej kąta rozwartego między łączonymi elementami. Wówczas kąt między kierunkiem działania siły a kierunkiem włókien w elemencie drewnianym jest najmniejszy, a dopuszczalna wartość docisku największa. To z kolei pozwala na zmniejszenie głębokości wrębu i mniejsze osłabienie przekroju elementu.

Zgodnie z tradycją ciesielstwa polskiego przyjmuje się, że wręby nie powinny być głębsze niż $1/4 - 1/3$ wysokości łączonych elementów [90]. Dla porównania, zgodnie ze standardami niemieckimi czy włoskimi, głębokość graniczna wynosi $1/4$ dla kąta między łączonymi elementami mniejszego niż 50° oraz $1/6$ dla kąta większego niż 60° [46]. Dla kątów między wartościami granicznymi zakłada się interpolację wartości głębokości wrębu.

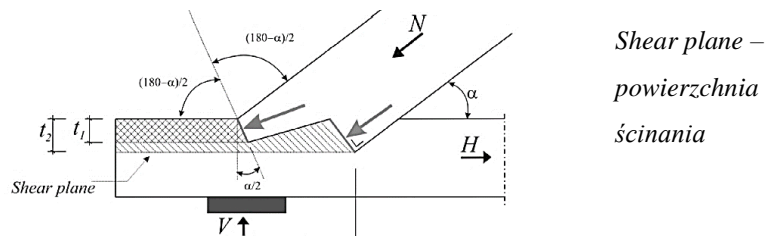
Zastosowanie połączenia na wręb cofnięty pozwala na zwiększenie powierzchni ścinanej. W celu łatwiejszego stworzenia połączenia w elementach historycznych zacios często wykonywano prostopadle do kierunku jednego z dwu łączonych elementów. W związku z tym nośność połączenia jest mniejsza (nie występuje tu zminimalizowanie kąta między kierunkiem naprężeń od przekazywanej siły a kierunkiem włókien dla obu elementów łączonych). Model rozkładu sił w takim połączeniu pokazano na rys. 3.25.



Rys. 3.25. Schemat rozkładu sił w połączeniu na wręb cofnięty wg [13]

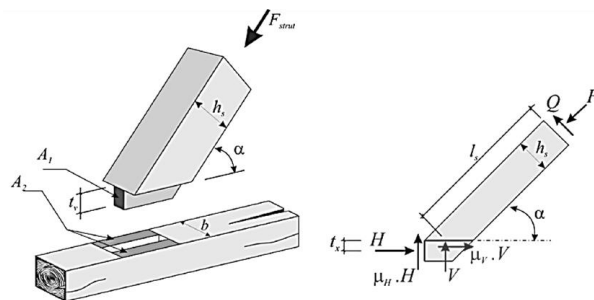
W związku z widocznym mimośrodem siły występującej w elemencie ukośnym w stosunku do siły przekazywanej na powierzchnię ukośną złącza w połączeniu może wystąpić przemieszczenie, rozwarcie i pęknięcie w tym elemencie [13].

Rozwiązaniem w postaci połączenia obu powyższych typów wrębów jest wręb podwójny (rys. 3.26), pozwalający na uzyskanie większej powierzchni ścinania bez ryzyka wystąpienia pęknięć. Zacios z tyłu musi być głębszy niż zacios z przodu, oba muszą być wykonane precyzyjnie, by zapewnić odpowiednie przyleganie i ścisłość złącza. Bez względu na kąt między łączonymi elementami, standardy niemieckie i włoskie zalecają stosować głębokości wrębów równe odpowiednio 1/4 i 1/6 wysokości całego elementu [46].



Rys. 3.26. Schemat rozkładu sił w połączeniu na wręb podwójny wg [13]

Jeszcze inną formą połączenia wrębowego jest wręb z czopem (rys. 3.27) [13].



Rys. 3.27. Schemat rozkładu sił w połączeniu wrębowym z czopem wg [13]

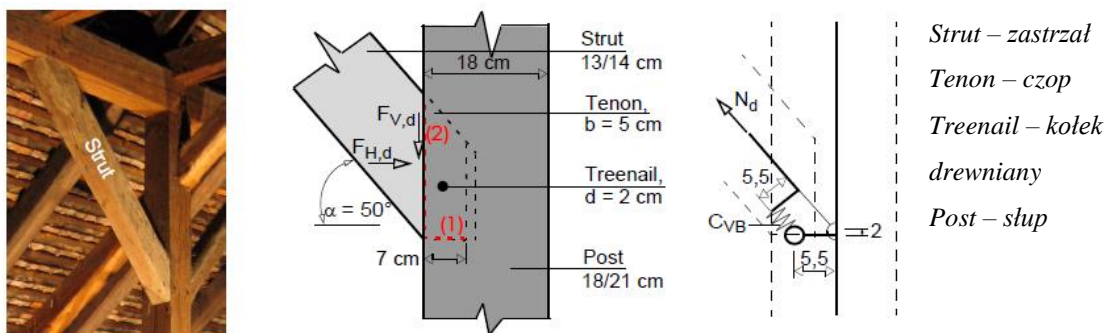
Składowe poziomą i pionową, odpowiednio H i V , siły ściskającej występującej w elemencie można opisać za pomocą wzorów [68]:

$$H = F \cdot \cos\alpha + F \cdot m \cdot \sin\alpha - \mu_V \cdot V, \quad (3.3)$$

$$V = F \cdot \frac{\sin\alpha - \mu_H \cdot \cos\alpha}{1 - \mu_H \cdot \mu_V} - F \cdot m \cdot \frac{\cos\alpha + \mu_H \cdot \sin\alpha}{1 - \mu_H \cdot \mu_V}, \quad (3.4)$$

$$m = \frac{Q}{F}. \quad (3.5)$$

Na rys. 3.28 przedstawiono połączenie czopowe zastrzału ze słupem w konstrukcji złożonej więźby dachowej [89].



Rys. 3.28. Widok, geometria połączenia czopowego zastrzału z słupem i przyjęty w analizie model połączenia [89]

W modelu połączenia siły $F_{V,d}$ i $F_{H,d}$ przenoszone są przez różne powierzchnie kontaktu, zatem przyjęty mimośród stanowi przybliżenie. Do analizy został wybrany najbardziej niekorzystny przypadek, zakładający szczelinę między powierzchnią styku (2) tak, że całe obciążenie ma zostać przeniesione przez tarcie na dolnej powierzchni czopu (1). Autor nie uwzględnił w analizie kołka. Autor analizy [89] zauważa dodatkowo, że dla prostych połączeń ciesielskich symulacje numeryczne zakładające w modelu mimośród od środka powierzchni kontaktu dają dobre rezultaty.

3.4. Badania dotyczące historycznych połączeń ciesielskich opisane w literaturze

Jako że połączenia ciesielskie stanowią tak ważne zagadnienie w analizie konstrukcji drewnianych, wciąż prowadzone są badania nad ich pracą statycznym oraz wzmacnianiem.

Obowiązujące normy przedstawiają wytyczne głównie odnośnie złączy nowoczesnego typu z zastosowaniem łączników bądź klejonych, nie dostarczając wskazówek co do projektowania (również sprawdzania) tradycyjnych połączeń (z wyjątkiem załącznika krajowego normy niemieckiej i szwajcarskiej [13]).

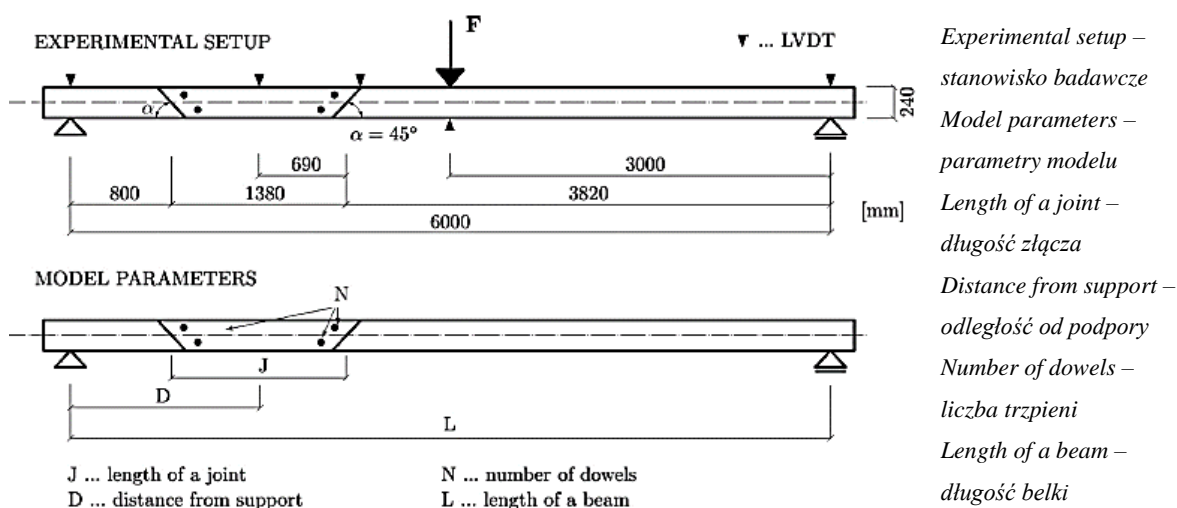
Tematyka badania połączeń ciesielskich w konstrukcjach historycznych była i jest podejmowana przez wielu badaczy w różnych ośrodkach w Europie (głównie we Włoszech, w Portugalii, także w Wielkiej Brytanii, w Niemczech, czy ostatnio w Czechach) i na świecie (np. w USA i Japonii). Analizowane były głównie połączenia wrębowe (m.in. w [18], [108], [165]) i czopowe (m.in. w [41], a także [142] i [143]). Analizie poddawane są również elementy zacieśniające połączenia czopowe – kołki i trzpienie (np. w [137]). Jeśli chodzi o połączenia wrębowe, stanowią one jeden z najlepiej opisanych rodzajów połączeń zarówno pod kątem teoretycznym, jak i praktycznym.

Prowadzone badania dotyczą pracy połączeń zarówno pod obciążeniem statycznym, jak i dynamicznym (m.in. w [107], [111], [113], [124]) oraz ustalania schematów zniszczenia (np. w [2]). Badaniom poddawane są same połączenia oraz całe konstrukcje np. więzary dachowe (m.in. w [12], [15], [17], [92]). Proponowane są także metody wzmacniania tradycyjnych złączy (np. w [14], [20], [31], [109]). Dotyczy to jednak przede wszystkim połączeń wrębowych oraz czopowych.

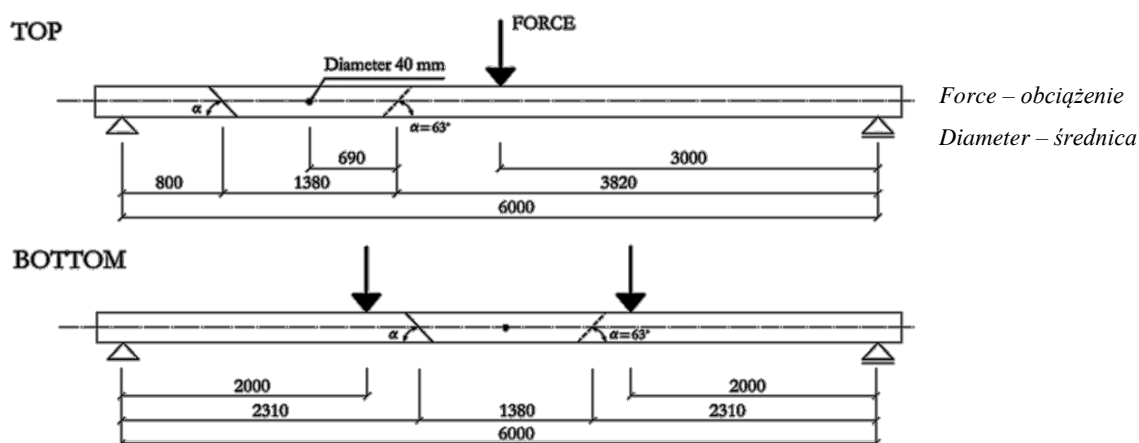
Zdecydowanie mniej jest badań dotyczących połączeń zginanych. Co więcej, wszyscy badacze, którzy podjęli temat połączeń zginanych (w Czechach [6], [7], [8], [74], [76], [77], [78], Wielkiej Brytanii [49] czy Niemczech [135], [136]) podkreślają, że wciąż brakuje badań, które byłyby wystarczające do właściwego opisu zachowania statycznego i zaproponowania najkorzystniejszych metod napraw czy wzmacniania tych połączeń.

3.4.1. Badania połączeń zginanych

W Czechach Kunecký i in. podjęli temat badań zginanego połączenia na nakładkę w płaszczyźnie pionowej ze skosem (opisane w [6], [7], [8], [74], [76], [77], [78]). Badania eksperymentalne i analizy numeryczne miały na celu ustalenie efektywnego zachowania połączenia w zależności od parametrów zmiennych. Analizie poddano wpływ liczby trzpieni, geometrii oraz lokalizacji połączenia na długości belki na jej nośność i sztywność. Badania prowadzono na modelach belek o długości 6 m o przekroju poprzecznym 200 mm na 240 mm, poddając je testom trójpunktowego zginania. Modele badawcze przedstawiono poniżej (rys. 3.29, 3.30).



Rys. 3.29. Model połączenia belki na długości na nakładkę ze skosem w badaniu trójpunktowego zginania wg [7]



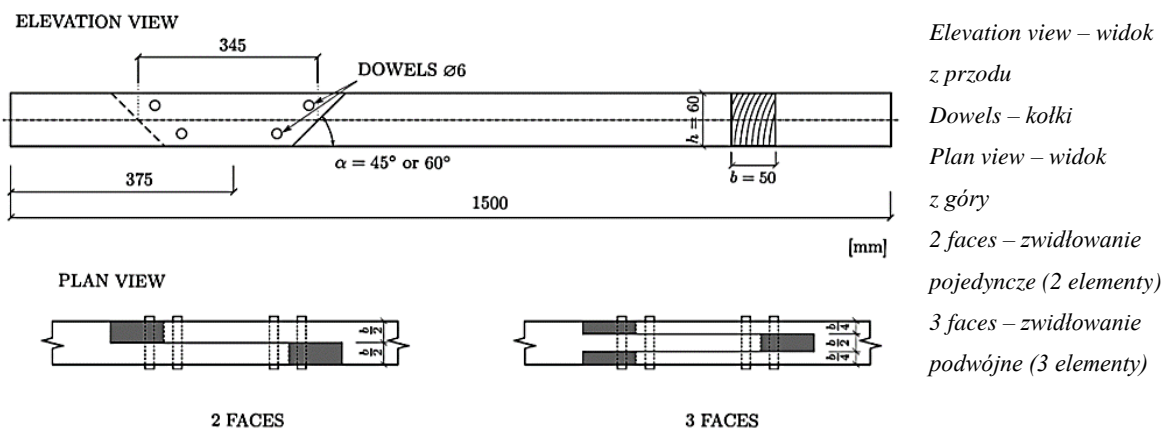
Rys. 3.30. Model badawczy połączenia belki na długości na nakładkę ze skosem w badaniach trójpunktowego (na górze – top) i czteropunktowego (na dole – bottom) zginania wg [76]

Ustalono, jak poszczególne parametry wpływają na zachowanie statyczne łączonego elementu oraz który wariant stanowi najkorzystniejsze rozwiązanie [7]. Jak pokazały badania, w tym przypadku najbardziej efektywnym rozwiązaniem jest połączenie z trzema trzpieniami z równymi wycięciami po połowie szerokości w każdym z łączonych elementów. Lokalizacja połączenia bliżej podpory wpływa na wzrost nośności belki (ograniczenie sił wokół trzpieni). Redukcja długości połączenia skutkuje spadkiem nośności i sztywności belki (wzrost sił w trzpieniach). Wg autorów badań [7] w praktyce dla belek o długości 6 m połączenie na nakładkę skośną w płaszczyźnie pionowej z trzema drewnianymi trzpieniami o długości

1.38 m i zlokalizowane w odległości $1/5$ długości całej belki od podpory stanowi najkorzystniejsze rozwiązanie styku pod względem nośności i sztywności oraz wykonawstwa. Dotyczy to przypadku konieczności wymiany końcówki belki. Autorzy podkreślają, iż lokalizacja takiego połączenia podczas prac naprawczych musi uwzględniać rozmiar zniszczenia będącego przyczyną konieczności dokonania interwencji przy dążeniu do zachowania maksimum oryginalnej substancji. Ponadto ustalono, że zastosowane analizowane połączenie może zapewnić od 65% do 75% nośności belki pierwotnej, podczas gdy jej sztywność nie ulegnie większej zmianie.

W [76], [78] opisano badania takiego złącza z jednym trzpieniem z uwzględnieniem wpływu poszczególnych parametrów geometrycznych. Przeprowadzono badania eksperymentalne, których wyniki następnie zweryfikowano za pomocą analiz numerycznych. Modele poddano testom zginania czteropunktowego, uzyskując czyste zginanie oraz testom zginania trójpunktowego, uzyskując zginanie ze ścinaniem. Do badań zastosowano trzpień stalowy. Przedstawione zostały typowe mechanizmy zniszczenia badanego złącza: zniszczenie materiału wokół kołka i pęknięcia drewna spowodowane ścinaniem oraz zniszczenie na powierzchni ukośnej spowodowane działaniem siły prostopadłej do włókien. Wyniki badań potwierdzają wysoki poziom sztywności w porównaniu z belką referencyjną – ciągłą, zależny od pozycji kołka wpływającej na rozkład sił w złączu. Największy wpływ na sztywność ma kąt powierzchni nachylonej w złączu. Mniejszy wpływ na wynik mają lokalizacja trzpienia oraz jego wymiary. Nośność połączenia utrzymuje się na poziomie powyżej 50% w porównaniu z belką ciągłą. Wyniki analiz numerycznych wskazują jednak na niewielki wpływ konfiguracji połączenia (geometria i liczba łączników) na nośność elementu [74], [76].

W [6] i [8] opisane zostały badania tego samego złącza pod obciążeniem złożonym, które miało oddać faktycznie występujące obciążenie w elementach drewnianych więźb dachowych: zginanie ze ściskaniem, np. w przypadku krokwi oraz zginanie z rozciąganiem, np. dla belek wiązarskich. Badania eksperymentalne wykonano na modelach w mniejszej skali, następnie przeprowadzono szersze analizy numeryczne, stosując metodę elementów skończonych. Oceniono nośność i sztywność połączenia pod kątem zastosowania do interwencji konserwatorskich w historycznych obiektach, a także ich estetykę (dla połączeń na nakładkę pojedynczą i podwójną, tzw. zwidłowanie) (rys. 3.31).



Rys. 3.31. Model badawczy połączenia belki na długości na nakładkę ze skosem pojedynczą i podwójną – tzw. zwidłowanie wg [6]

W opisywanych badaniach element poddawany był ścisaniu i zginaniu oraz rozciąganiu i zginaniu. Miało to na celu odzwierciedlenie rzeczywistych warunków, w których pracują zabytkowe drewniane więzary dachowe. Na podstawie wyników badań autorzy podają we wnioskach, że w przypadku naprawy elementów zginanych i ściskanych bardziej wskazane jest zastosowanie połączenia z pochyleniem płaszczyzny 60° , zaś w przypadku belek poddanych zginaniu z rozciąganiem bardziej korzystne jest połączenie o kącie 45° , zarówno pod względem nośności, jak i sztywności. Ponadto badania wykazały, że zniszczenie złączy w belkach rozciąganych związane jest z nośnością zastosowanych łączników trzpieniowych. Autorzy opisują mechanizmy zniszczenia, na podstawie których możliwe jest oszacowanie poziomu nośności i sztywności belki ze złączem. Połączenie na zwidłowanie jest, co prawda bardziej skomplikowane i czasochłonne w wykonaniu, ale w porównaniu z połączeniem na nakładkę prostą stanowi korzystniejsze rozwiązanie pod względem mechanicznym, a także względem estetycznym ze względu na dążenie do zachowania autentyczności materii historycznej. Jest ono zatem zalecane przez autorów w przypadku wykonywania interwencji w obiektach zabytkowych w przypadku belek o wymaganych większych nośnościach. Oszacowano poziom nośności dla belki z zastosowanym tego typu złączem na 60% w stosunku do belki pierwotnej (ciągłej), a także dowiedziono, że sztywność w przypadku belki łączonej nie ulega znaczącej zmianie.

Autorzy, poza badaniami eksperymentalnymi i analizą numeryczną, przeprowadzili także badania metodą cyfrowej korelacji obrazu (ang. *digital image correlation*, opisaną w rozdziale 3.5.4), co zaprezentowano m.in. w [76], [77] i [91]. Podkreślono korzyści płynące

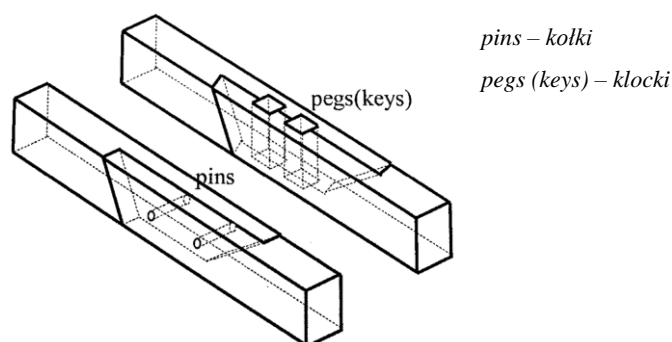
z wykorzystania różnych metod jako dopełniających się i pozwalających uzyskać lepsze (dokładniejsze) wyniki.

W [77] autorzy wykorzystali tę metodę do zbadania długości kontaktu na ukośnej powierzchni złącza. Parametr ten, wpływa na rozkład naprężeń i stanowi ważny element w analizie całej konstrukcji. Jak podają autorzy, w literaturze nie podano opisów zagadnienia, poza kilkoma opisami złączy rozluźnionych z ograniczoną strefą kontaktu między powierzchniami styku. Zwykle strefę kontaktu przyjmuje się na całej długości i niezmienną się w czasie (przypadek idealny), podczas, gdy w przypadku rzeczywistym może być inaczej. Zastosowana przez autorów metoda badawcza jest efektywna i pozwalająca na szybkie uzyskanie niezbędnych informacji dotyczących strefy kontaktu. Uzyskane wartości długości kontaktu były różne w zależności od modelu obciążania (zginanie cztero- i trójpunktowe).

M.in. w [7] i [77] podjęto zagadnienie mechanizmów zniszczenia łączonych belek. W analizie numerycznej opartej na metodzie elementów skończonych, prowadzonej przez autorów, zniszczenie związane jest z dystrybucją sił wokół trzpieni i zniszczeniem drewna wskutek naprężeń rozciągających prostopadłych do kierunku włókien w pobliżu otworów na trzpienie. Zniszczenie całego złącza wynika ze zniszczenia łącznika trzpieniowego, który jest najbardziej obciążony. Wartość niszczącego obciążenia można oszacować, stosując wytyczne normowe czy literaturowe oparte na teorii Johansena [63], zakładające zniszczenie plastyczne. Niektórzy badacze postulują rozważenia podejścia zakładającego kruche pęknięcie (poruszono m.in. w [7] i [77]).

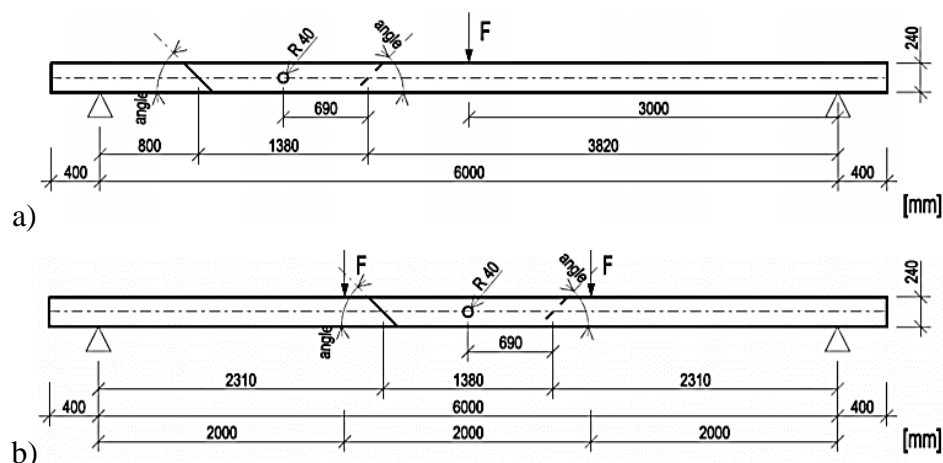
W [91] Milch i in. opisują pracę połączeń kołkowanych na modelach w skali technicznej, wykonanych z drewna świerkowego (*Picea abies L. Karst.*) i dębowego (*Quercus robur L.*), biorąc pod uwagę różne wielkości kołków (średnice 12, 16, 20 i 24 mm). Połączenia poddane zostały rozciąganiu wg norm EN 338 oraz EN 26891. Autorzy, na podstawie przemieszczeń i odkształceń zbadanych z wykorzystaniem metody cyfrowej korelacji obrazu, ustalili rozkład naprężeń, przeprowadzili także analizy teoretyczne, wykorzystując m.in. teorię Johansena [63] i wyznaczyli moduły poślizgu i nośności dla różnych średnic kołków.

W pracach Fajmana i in. (Czechy) (m.in. [36], [37], [38], [39], [40], [154]) zostały opisane modele analityczne i wyniki badań eksperymentalnych, dotyczące połączeń stykowych podłużnych na nakładkę w płaszczyźnie pionowej ze skosem z kołkami i klockami (ang. *scarf joints with pins or keys*) (rys. 3.32). Mogą być one stosowane np. w celu dokonania naprawy elementów zginanych, np. belek stropowych [36].



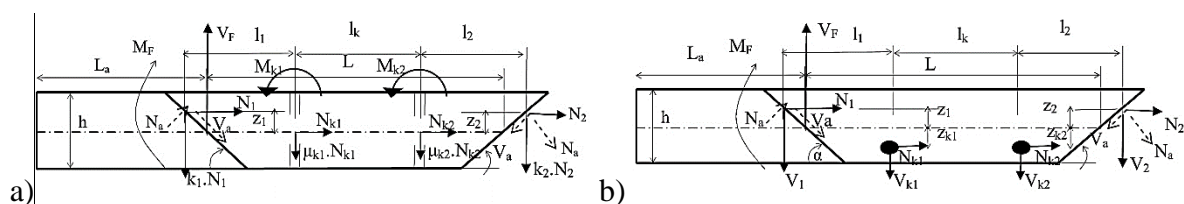
Rys. 3.32 Połączenia podłużne na nakładkę ze skosem z kołkami oraz klockami wg [39]

W badaniach analizowane były połączenia w różnych konfiguracjach, tzn. ze wzmocnieniami w postaci kołków i klinów oraz z różnymi lokalizacjami badanego złącza na długości belki (przy końcu belki i w środku rozpiętości belki). W zależności od lokalizacji, elementy poddano testom trzy- lub czteropunktowego zginania (rys. 3.33).



Rys. 3.33. Schematy badań eksperymentalnych przedstawione w [154] a) złącze przy końcu belki – zginanie trzypunktowe, b) złącze w środku rozpiętości belki – zginanie czteropunktowe

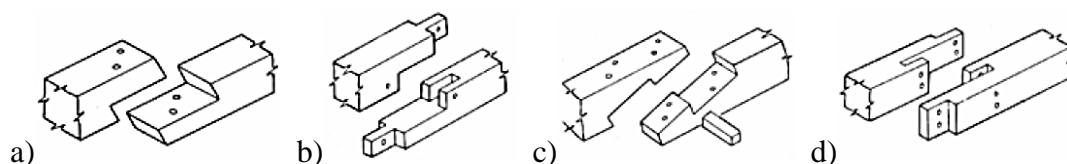
Autorzy badań [39] stwierdzają, że w większości przypadków dla tych elementów decydującym okazuje się być stan graniczny użyteczności. Siły występujące w połączeniu podłużnym na nakładkę ze skosem z klockami (rys. 3.34 a) i kołkami (rys. 3.34 b) nie są dokładnie znane i nie wiadomo, jaki kąt nachylenia skosu oraz jaka liczba kołków są najbardziej korzystne. Wg autorów, np. w Niemczech zaleca się stosowanie tego typu połączeń z czterema kołkami, co jednak nie jest uzasadnione z punktu widzenia statyki (mechaniki) połączenia. Autorzy twierdzą, iż złącza z dwoma i czterema kołkami wydają się pracować tak samo [36], [39].



Rys. 3.34. Schematy układów sił w połączeniach a) z klockami, b) z kołkami [39]

W procesie naprawy historycznych konstrukcji drewnianych, powszechne jest stosowanie połączeń z kołkami [38], [154]. Możliwe jest też użycie drewnianych klocków (klinów) oraz ich kombinacji. Jak podkreślają autorzy, obecnie w literaturze praktycznie nie ma informacji na temat zachowania statycznego takich złączy, podczas gdy są one potrzebne współczesnym inżynierom. Z analiz autorów płyną praktyczne wnioski. Dla połączeń podłużnych na nakładkę w elementach obciążonych momentem zginającym i siłą tnącą otrzymane wartości przemieszczeń są takie same jak przemieszczenia uzyskane dla obliczeń metodą analityczną i z badań doświadczalnych. Wartości sztywności połączeń z klockami i kołkami są porównywalne [36], [39]. W przypadku, gdy decydującym jest stan graniczny użyteczności, nośność złącza nie jest w pełni wykorzystana. W tym wypadku efektywność obu analizowanych rozwiązań jest porównywalna.

W [49] przedstawiono wyniki badań przeprowadzonych na University of Bath w Wielkiej Brytanii przez zespół Walker, Harris, Hirst i in., dotyczących zachowania statycznego połączeń stykowych (ang. *scarf joints*), występujących powszechnie w konstrukcjach historycznych na terenie Anglii. Badane połączenia to: nakładka prosta ze skosem wykonana w płaszczyźnie poziomej z dwoma kołkami (ang. *under-squinted butt in halved scarf with two pegs*, rys. 3.35 a), zwidłowanie w płaszczyźnie poziomej z dwoma kołkami (ang. *side-halved and bridled with two pegs*, rys. 3.35 b), zamek na „znak pioruna” z klinem i czterema kołkami (ang. *stop-splayed and tabled scarf with key and four pegs*, rys. 3.35 c) oraz zwidłowanie w płaszczyźnie pionowej z czterema kołkami (ang. *face-halved and bridled scarf with four pegs* rys. 3.35 d). Jak podkreślają autorzy, otwory na kołki były wykonane z przesunięciem w obu łączonych elementach w celu zacieśnienia złącza po wbiciu kołka (opisano w rozdziale 3.2.3, poruszono m.in. w [170]). Analizowane połączenia przedstawiono poniżej (rys. 3.35).

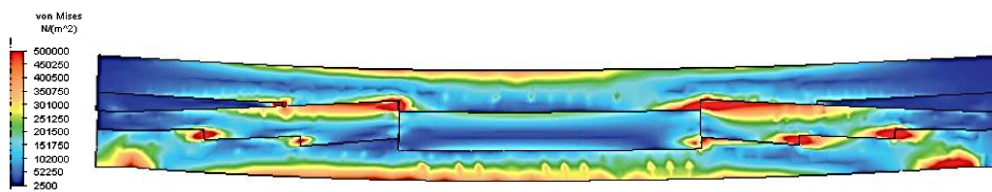


Rys. 3.35. Połączenia podłużne analizowane w badaniach [49]: a) nakładka prosta ze skosem wykonana w płaszczyźnie poziomej z dwoma kołkami, b) zwidłowanie w płaszczyźnie poziomej z dwoma kołkami, c) zamek na „znak pioruna” z klinem i czterema kołkami, d) zwidłowanie w płaszczyźnie pionowej z czterema kołkami

Badania [49] przeprowadzono na modelach belek o długości 2.5 m łączonych za pomocą powyższych złączy oraz 1.5-metrowych belek ciągłych dla porównania wyników. Elementy poddano testom czteropunktowego zginania w kierunku pionowym i kierunku poziomym, uzyskując czyste zginanie. Wyznaczono ścieżki równowagi statycznej (krzywe obciążenie – przemieszczenie) i na podstawie porównania wyników dla poszczególnych wariantów połączenia oraz parametrów dla belki ciągłej wyznaczono parametr „*performance factor*” przedstawiający stosunek sztywności belki łączonej do belki ciągłej. Największą sztywność zaobserwowano w przypadku połączenia na zwidłowanie w płaszczyźnie poziomej oraz zamka na „znak pioruna” przy zginaniu pionowym. Największą nośność zaobserwowano dla zamka na „znak pioruna” (28% w stosunku do belki ciągłej) oraz zwidłowania w płaszczyźnie pionowej z czterema kołkami (24% w stosunku do belki ciągłej) przy zginaniu w płaszczyźnie pionowej. Autorzy podają, że wszystkie belki początkowo przy niewielkim obciążeniu wykazywały zachowanie zbliżone do liniowego, choć drewno zostało opisane jako materiał nieliniowo niesprężysty. Wszystkie złącza charakteryzowały się pewną plastycznością (ciągliwością) pod obciążeniem, przed zniszczeniem. W pracy opisano także mechanizmy zniszczenia. Ze względu na to, iż kołki w badanych połączeniach były wykonane z materiału wysokiej jakości, utrata nośności spowodowana była zniszczeniem drewna belki, nie kołków. We wnioskach wyróżniono czynniki ważne przy projektowaniu tego typu złączy: długość złącza, optymalizacja użycia kołków oraz orientacja złącza w stosunku do kierunku obciążenia. Autorzy badań [49] podkreślają jednak, że otrzymane rezultaty nie są w całości wiarygodne, choćby z powodu uzyskania w niektórych przypadkach zbyt wysokiego współczynnika „*performance factor*”. W celu uzyskania rzetelnych wyników należy przeprowadzić kolejne, szersze badania powyższych połączeń.

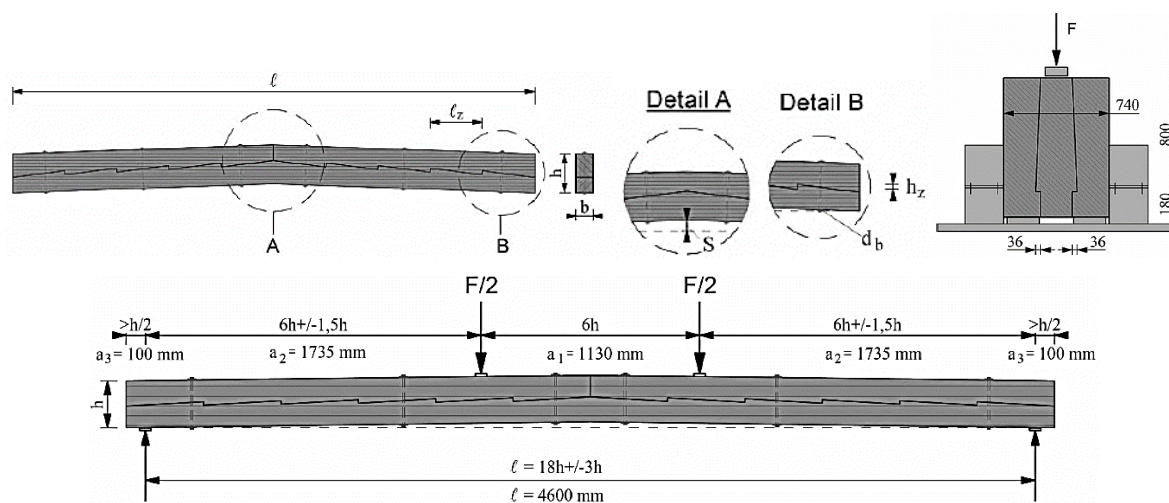
Jeśli chodzi o elementy zginane łączone na całej długości na „znak pioruna”, tzw. belki złożone (opisane w rozdziale 3.2.2), to pojedyncze analizy przedstawili Mirabella-Roberti

i Bondanelli w [94]. Prowadząc analizę numeryczną, autorzy wskazali prawdopodobne miejsca występowania koncentracji naprężeń, szczególnie w pobliżu płaszczyzn łączenia (rys. 3.36).



Rys. 3.36. Mapa rozkładu naprężeń z miejscami koncentracji na podstawie analizy numerycznej belki łączonej na całej długości na „znak pioruna” [94]

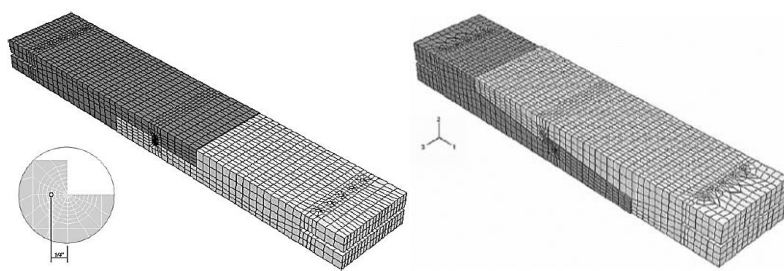
Rug i in. [135], [136] prezentują zasady kształtowania i wymiarowania wyżej opisanych belek podane w literaturze do lat 70. XX w. Obecnie trudno znaleźć zasady dotyczące konstruowania czy odtwarzania takich elementów. Stąd badania przeprowadzone na Uniwersytecie w Eberswalde w Niemczech. Celem było ustalenie nośności takich elementów oraz wyznaczenie ścieżek równowagi statycznej. Badania [135], [136] przeprowadzono na modelach rzeczywistych w skali technicznej 1:1 (wymiarów ustalono zgodnie z wymiarami rzeczywistej konstrukcji więźby dachowej wieży jednego z niemieckich kościołów) oraz na modelach w skali 1:2. Przeprowadzono testy zginania (wg EN 408), uzyskując średnią siłę niszczącą na poziomie ok. 57 kN, wyznaczono krzywą obciążenie – przemieszczenie, oszacowano także moduł podatności złącza na rzeczywistym modelu (zgodnie z EN 26891). Opisane modele badawcze przedstawione są poniżej (rys. 3.37).



Rys. 3.37. Model belki złożonej łączonej na „znak pioruna” z detalami oraz modele badawcze samego złącza i całego elementu [136]

W pracach przedstawiono także sposoby obliczenia badanych belek złożonych: metodę obliczania parametru γ przedstawioną w załączniku B normy EN 1995 (przy obciążeniu równomiernie rozłożonym na całej długości belki), metodę analogii siły tnącej (ang. *shear force analogy method*) wg niemieckiego załącznika krajowego normy EN 1995 oraz metodę elementów skończonych. Wykonanie obliczeń jest możliwe przy znajomości wartości modułu podatności złącza. Warto zaznaczyć, że także w tym wypadku autorzy podkreślają potrzebę podjęcia dalszych badań w tym temacie.

Badania dotyczące elementów łączonych na długości podjęli także m.in. Sangree i Schafer w Baltimore w USA [139], [140]. Zajęli się badaniem połączeń podłużnych: nakładki prostej zazębionej (ang. *halved and tabled scarf joint*) oraz zamka na „znak pioruna” (ang. *stop-splayed scarf joint with key*). Są to połączenia, które występowały w tradycyjnych drewnianych konstrukcjach, np. w opisanym przez badaczy moście Morgan Bridge. Badania przeprowadzono na modelach połączeń o wymiarach rzeczywistych. Wyniki testów eksperymentalnych były weryfikowane analizą numeryczną (modele numeryczne połączeń przedstawione przez autorów pokazane są na rys. 3.38).

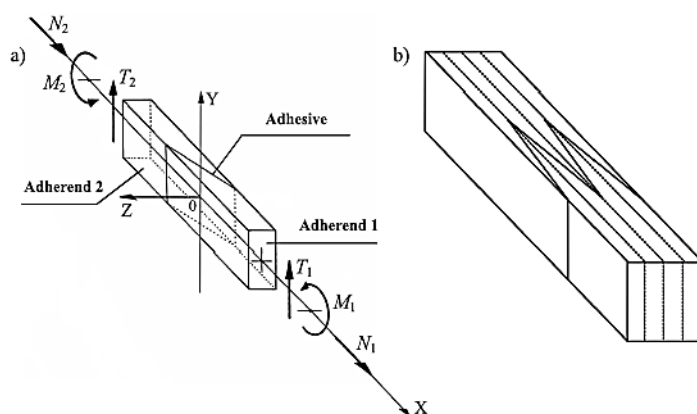


Rys. 3.38. Modele numeryczne połączeń na zamki przedstawione w [139] i [140]

Badacze podkreślają, że należy tego typu złącza analizować jako elementy pracujące w złożonym stanie obciążenia: zginania z rozciąganiem. W przypadku połączenia na zamek w formie nakładki zazębionej opisanej w [139] autorzy przedstawiają dwa modele zniszczenia połączeń: przez ścięcie wzdłuż włókien oraz rozciąganie w poprzek włókien. Z badań wynika, że sztywność złącza jest niska w porównaniu ze sztywnością odpowiadającego elementu ciągłego. W przypadku połączenia na zamek na „znak pioruna” z klinem opisanego w [140], badacze oceniają, że orientacja klina ma największy wpływ na zachowanie statyczne złącza, gdyż powoduje wystąpienie ściskania w poprzek włókien. Poza tym, szczególną uwagę zwracają na obecność śrub ściągających niezbędnych w utrzymaniu połączenia. Wówczas możliwy do uzyskania mechanizm zniszczenia to ścięcie wzdłuż włókien, które pozwała na osiągnięcie

wyższego poziomu naprężeń. Autorzy zaznaczają, że połączenia mogą być modelowane z zastosowaniem kontaktu między elementami w oparciu o wartość sztywności z danych eksperymentalnych. Sztywność była rozpatrywana w zakresie liniowo-sprężystym. Przyjęty model materiału to model materiału poprzecznie izotropowego. Dodatkowo podkreślono, że zamodelowanie szczelin, rozluźnienia styku powierzchni w połączeniu bez klina pozwoliło na ilościowe określenie redukcji sztywności złącza.

W przypadku naprawy lub częściowej wymiany uszkodzonego elementu w historycznych konstrukcjach drewnianych, z dążeniem do zachowania oryginalnego kształtu oraz schematu statycznego, Rapp i in. proponują zastosowanie podłużnych połączeń klejowych (ang. *adhesive scarf joints*) [125], [126], [127]. W pracach przedstawiony jest analityczny model złączy podłużnych klejowych (rys. 3.39) przy założeniu płaskiego zagadnienia liniowej sprężystości i ortotropowego modelu materiałowego.



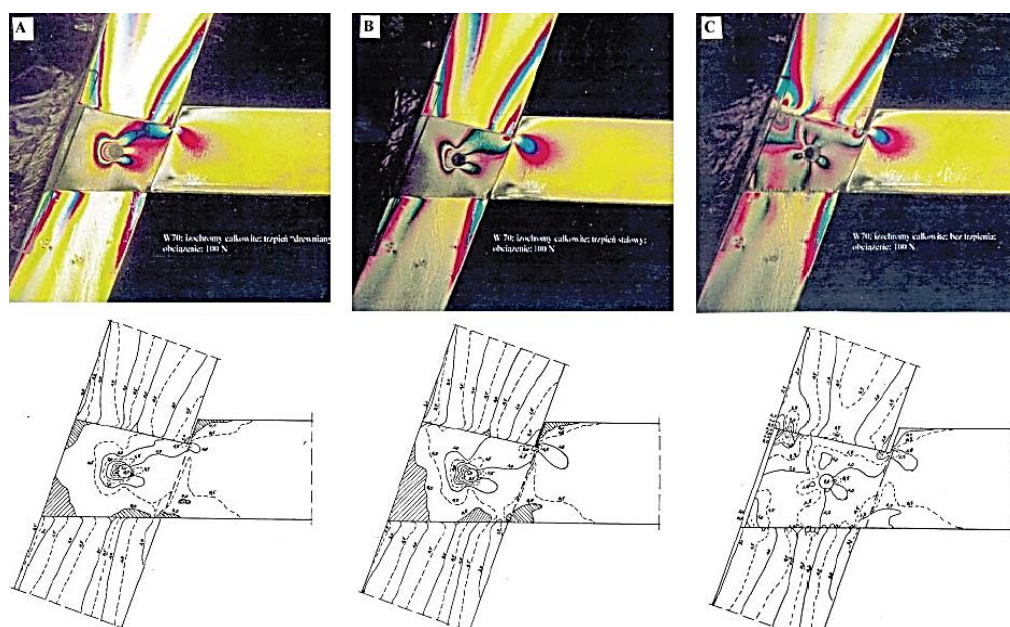
Rys. 3.39. Modele połączeń klejowych podłużnych w belkach drewnianych [127]

Połączenie może pracować w złożonym stanie obciążenia: działanie siły osiowej, momentu zginającego i siły tnącej. Model złącza opisany jest za pomocą przemieszczeń (zestaw czterech cząstkowych równań różniczkowych drugiego rzędu). Autorzy przedstawiają rozwiązanie zagadnienia według teorii plastyczności, sposób mechanizmu przekazywania sił: sił tnących, momentów zginających i sił osiowych w tego typu złączach. Okazuje się, że połączenie klejowe o niskiej podatności złącza między dwoma elementami z tego samego materiału i tej samej grubości, przenosi siły w taki sam lub podobny sposób, jak element ciągły (rozważany jako połączenie z nieodkształcalnym spoiwem). Pokazano także, że w połączeniach klejowych nie występuje koncentracja naprężeń w spoiwie oraz że istnieje podobieństwo stanu naprężeń i przemieszczeń w elemencie ze złączem i elemencie bez złącza. Opracowany dodatkowo numeryczny model złącza potwierdza dokładność opracowanego modelu analitycznego.

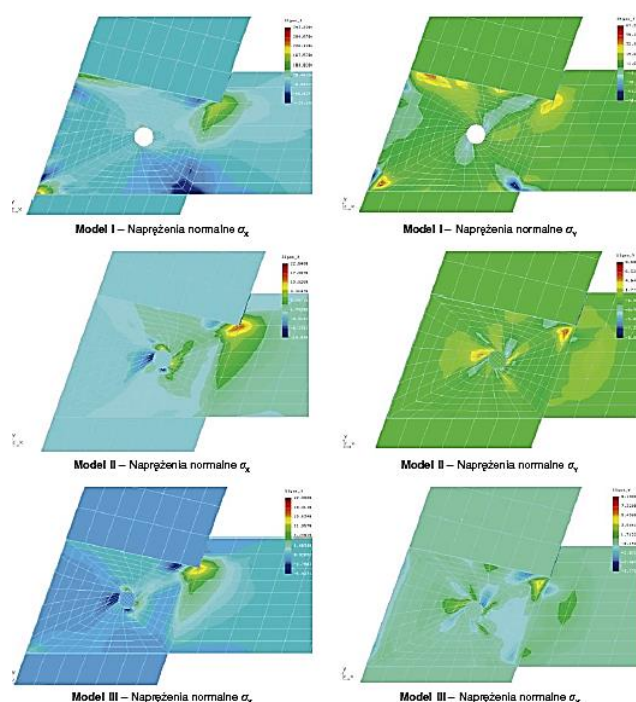
3.4.2. Badania połączenia na jaskółczy ogon

Bazując na metodzie elastoptycznej (opisanej w rozdziale 3.5.4), uzupełnionej o modelowanie numeryczne, Jasieńko, Engel i in. m.in. w [33], [52], [59] dokonali analizy wybranych połączeń ciesielskich, występujących w drewnianych obiektach zabytkowych, w tym połączenia na jaskółczy ogon.

Badania opisane w [52] dotyczą połączeń, takich jak połączenia czopowe (połączenie wieszaka z tramem) i na jaskółczy ogon (połączenie jętki z krokwią, krokwi z zastrzałem, storczyka lub tramu z mieczami). Połączenie krokwi z jętką na jaskółczy ogon było stosowane najczęściej, gdyż mogło przenosić siły rozciągające. Analizowano je w wariantach: połączenie wzmocnione trzpieniem drewnianym, trzpieniem stalowym i bez trzpienia przy ściskaniu i rozciąganiu. Otrzymane w badaniach elastoptycznych (rys. 3.40) wartości i rozkłady naprężeń były w większości zbieżne z wynikami analiz numerycznych (rys. 3.41). Różnice w wynikach spowodowane były różnicami w modelach przyjętych do badań elastoptycznych, wykonanych z kompozycji żywicznej, będącej materiałem izotropowym, w stosunku do drewna, które jest materiałem anizotropowym. Wg autorów znaczące przybliżenie wyników badań prowadzonych metodą elastoptyczną do rzeczywistych zachowań połączeń drewnianych można uzyskać, stosując do badań modele z drewna w skali naturalnej (lub w niewielkim pomniejszeniu), pokrytych warstwą optycznie czułą.



Rys. 3.40. Wyniki badań metodą elastoptyczną dla połączenia krokwi z jętką na jaskółczy ogon przy rozciąganiu: A – połączenie z trzpieniem drewnianym, B – połączenie z trzpieniem stalowym, C – połączenie bez trzpienia wg [52] i [59]

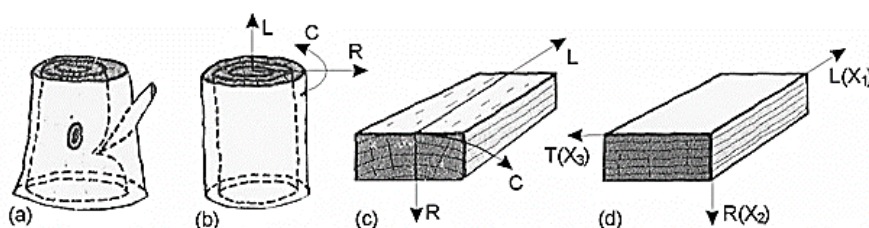


Rys. 3.41. Wyniki analizy numerycznej dla połączenia krokwi z jętką na jaskółczy ogon przy rozciąganiu: model I- bez trzpienia, modele II i III z trzpieniem wg [52] i [59]

Autorzy zwracają uwagę, iż w analizowanym połączeniu rozciągającym na jaskółczy ogon z trzpieniem (rys. 3.40 A i B) naprężenia przenoszone są głównie przez trzpień, przy czym układy izochrom i ich wartości nie różnią się zasadniczo w przypadku trzpieni drewnianych (podatnych) i trzpieni stalowych (niepodatnych). W modelu bez trzpienia (rys. 3.40 C) obciążenie przenoszone jest przez czop oraz gniazdo i elementy ulegają znacznemu przemieszczeniu. Koncentracja naprężeń występuje wzdłuż krawędzi połączenia, a maksymalne wartości pojawiają się w narożach. Maksymalne wartości izochrom są we wszystkich przypadkach większe dla połączeń bez trzpieni niż dla połączeń z trzpieniami. Na rys. 3.41 przedstawiono wyniki analizy numerycznej – mapy naprężeń normalnych dla różnych modeli połączenia. W modelu I bez trzpienia obciążenie przenosi gniazdo krokwi, w modelu II obciążenie przenosi trzpień drewniany, w modelu III obciążenie przenosi trzpień drewniany i gniazdo krokwi. Jeżeli chodzi o model zniszczenia połączenia dla połączenia czopowego bez trzpienia, odkształceni ulegną miejsca wzdłuż krawędzi bocznych czopu. Przy rozciąganiu element łączony przemieści się zgodnie z kierunkiem działania siły, przy ścisaniu odkształci się pod wpływem mimośrodowego działania tej siły. W połączeniach z trzpieniem spodziewać się można wgnieceń w czopie w obszarze łączenia z trzpieniem oraz ścięcia czopu i/ lub zniszczeń w narożach i wzdłuż krawędzi bocznych czopu. Element łączony może ulec także przemieszczeniu.

Autor badań [33] zauważa, że uzyskane wyniki różnią się częściowo od obserwowanych zachowań i uszkodzeń występujących w rzeczywistych obiektach. W analizie nie uwzględniono odkształceń wywołanych skurczem drewna, a które mogą mieć znaczny wpływ na pracę połączeń (poruszono m.in. w [170]). Opisane badania potwierdzają, że w połączeniach elementów występują znaczne lokalne koncentracje naprężeń oraz mogą występować przemieszczenia elementów, co może prowadzić do ich uszkodzenia.

W [57] i [58] Jasieńko i Kardysz przeprowadzili analizę połączeń powszechnie występujących w drewnianych konstrukcjach historycznych więźb dachowych, takich jak połączenia na jaskółczy ogon jętki z krokwią oraz zastrzału z krokwią, połączenie czopowe krokwi z belką tramową oraz połączenie krokwi i storczyka w kalenicy. Autorzy zwrócili uwagę na dobór odpowiednich parametrów materiałowych. Drewno zostało zamodelowane jako materiał poprzecznie-izotropowy (rys. 3.42). Zaproponowano parametry analizy w zakresie sprężysto-plastycznym, stosując jako miarę przejścia materiału w stan plastyczny hipotezę Hilla [48]. Analiza pracy statycznej została przeprowadzona z zastosowaniem trójwymiarowego modelu metodą elementów skończonych. Autorzy zaprezentowali prawdopodobny sposób zniszczenia badanych połączeń w warunkach przeciążenia.

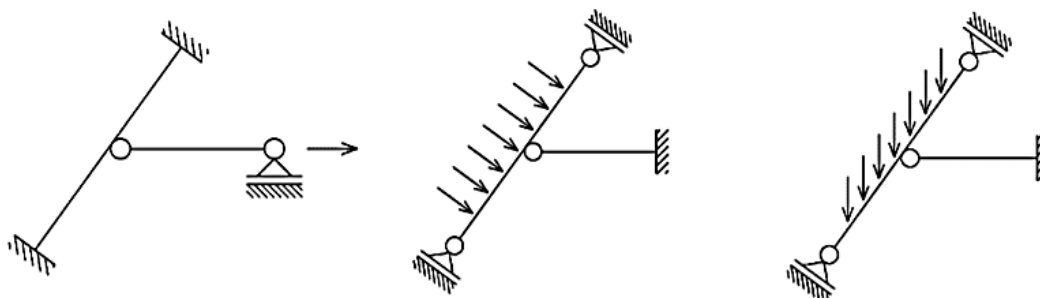


Rys. 3.42. Uproszczenie naturalnego drewna do model materiału ortotropowego wg [58]

Na podstawie uzyskanych rezultatów stwierdzono, że dopuszczenie w złączach odkształceń plastycznych pozwala na uzyskanie dodatkowego zapasu nośności, zwłaszcza w przypadku połączeń kołkowanych. Potwierdzono znaczącą rolę kołków, nie tylko w utrzymaniu pozycji elementów łączonych względem siebie oraz zabezpieczającą, ale też w przenoszeniu obciążenia. Dodatkowo, analizy wykazały, że kołkowane połączenie na jaskółczy ogon może przenosić pewne obciążenia rozciągające, ulegając jednak znacznym przemieszczeniom. Obciążenie zostaje w pierwszej kolejności przejęte przez kołek, którego duża sztywność wpływa na wzrost naprężeń na krawędzi otworu aż do wartości krytycznej. Dopuszczenie odkształceń plastycznych w analizie pozwala na redystrybucję naprężeń i dostosowanie warunków w złączu do działających obciążeń. Wyniki badań pokazały, że pierwsze

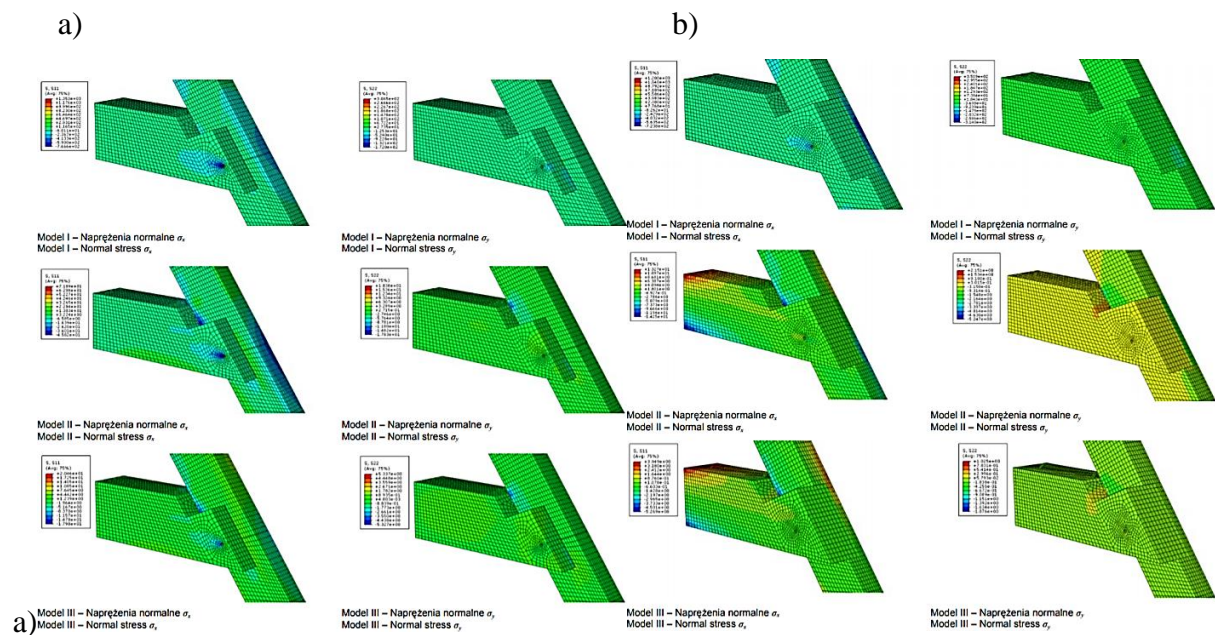
odkształcenia plastyczne w połączeniach zaczynają pojawiać się już przy przemieszczeniu rzędu 2-3 mm.

W pracy [93] autorzy przedstawili opis i analizę pracy statycznej połączenia na jaskółczy ogon z trzpieniem. Analizy dokonano z użyciem metody elementów skończonych w programie Abaqus, zakładając różne rodzaje obciążenia: działanie siły rozciągającej, obciążenie wiatrem, obciążenie śniegiem (rys. 3.43).



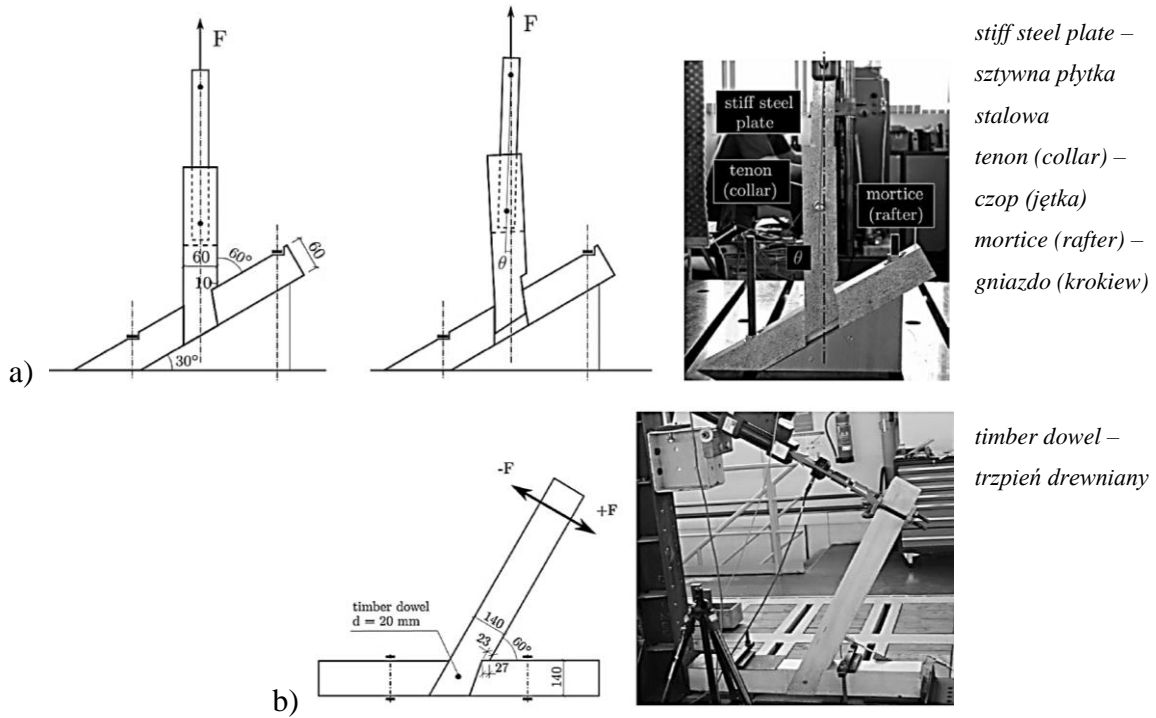
Rys. 3.43. Schematy obciążeniowe dla połączenia na jaskółczy ogon: obciążenie siłą rozciągającą, obciążenie wiatrem i obciążenie śniegiem wg [93]

Wyniki analizy potwierdziły, że w badanym połączeniu rozciągającym powstałe naprężenia przenoszone są w dużym stopniu przez trzpień, w związku z czym w tym miejscu mamy do czynienia z koncentracją naprężeń i maksymalnymi wartościami naprężeń na krawędzi otworu (tak, jak opisano m.in. w [52] i [58]). Stwierdzono, że w przypadku obciążenia wiatrem i śniegiem przy przenoszeniu obciążeń większą rolę odgrywa gniazdo. Przy rozciąganiu naprężenia występują na całej płaszczyźnie czopu (potwierdzono także w [98]). Na rys. 3.44 przedstawiono mapy naprężeń normalnych dla analizowanego połączenia przy różnych schematach obciążenia (wg rys. 3.43) oraz różnych głębokościach wcięcia w krokwi. Jako decydujący czynnik wpływający na wartość naprężeń autorzy wskazują właśnie głębokość wcięcia krokwi, przy czym większe wartości naprężeń rozciągających występują przy mniejszej głębokości wcięcia w krokwi.

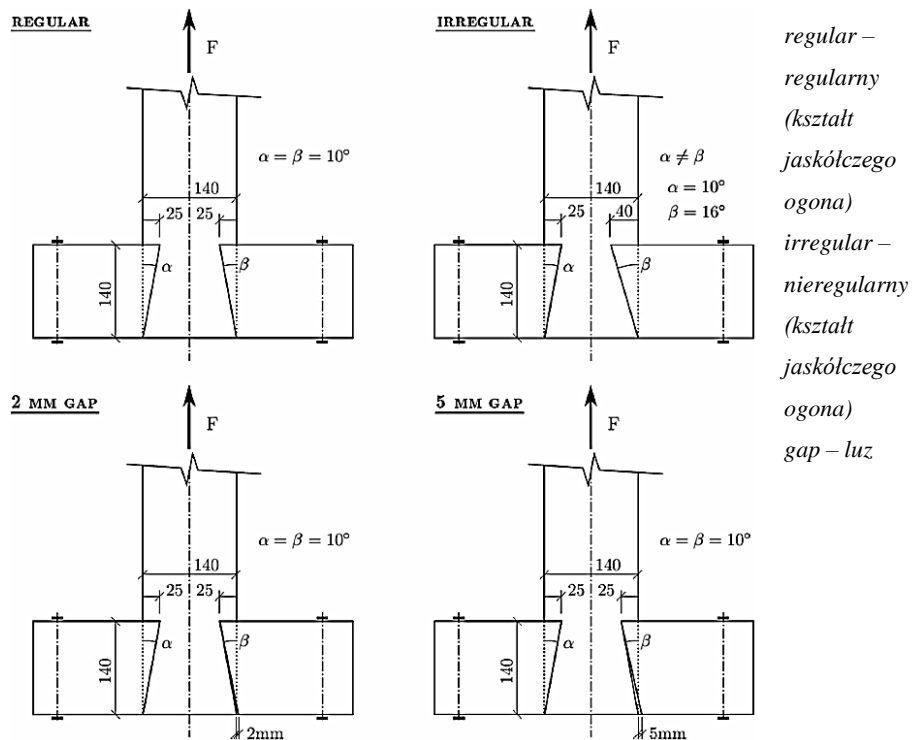


Rys. 3.44. Wyniki analizy numerycznej dla połączenia na jaskółczy ogon dla różnych rodzajów obciążenia z wcięciem w krokwi: a) na 3 cm, b) na 7 cm (po prawej stronie) wg [93]

W [47] i [75] Kunecký i in. przeprowadzili analizę połączenia na jaskółczy ogon jako jednego z istotniejszych połączeń ciesielskich występujących w obiektach historycznych. Autorzy analizują zagadnienie sztywności połączenia w kontekście sztywności całej konstrukcji oraz oceniają wpływ precyzji i jakości wykonania połączenia na jego pracę statyczną. Połączenie z założonymi różnymi imperfekcjami geometrycznymi poddane zostało kolejno: rozciąganiu, ścisaniu oraz zginaniu. Stanowiska badawcze do przeprowadzenia poszczególnych testów oraz geometrię badanych złączy z założonymi imperfekcjami pokazano na rys. 3.45 i 3.46. Wyznaczono parametry opisujące sztywność przy rozciąganiu oraz przy obrocie, opisano także mechanizmy zniszczenia połączenia.



Rys. 3.45. Stanowiska badawcze przy: a) rozciąganiu, b) obrocie wg [75]

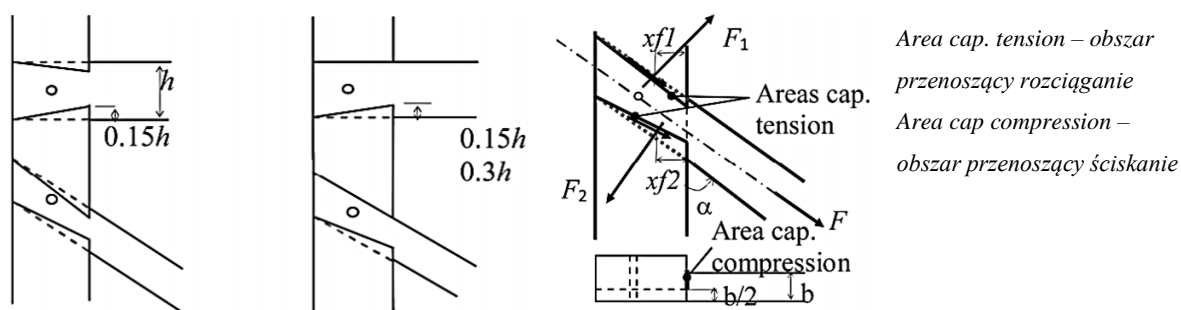


Rys. 3.46. Geometra połączenia z założonymi różnymi imperfekcjami wg [75]

Badania wykazały, że większy kąt między powierzchniami kontaktu czopa i gniazda zapewnia znacząco większą sztywność połączenia. Jeśli chodzi o imperfekcje geometryczne,

to zauważono, że niewielkie otwory do 2 mm mają znikomy wpływ na pracę statyczną połączenia, podczas gdy luzy od 5 mm powodują przy rozciąganiu spadek sztywności o ok. 30% i nośności o ok. 13%. Jeśli chodzi o mechanizmy zniszczenia, to zaobserwowane zostały dwa wzorce: pęknięcia w gnieździe połączenia powstałe na skutek rozciągania w poprzek włókien oraz pęknięcia w gnieździe na skutek ścinania. Autorzy stwierdzili ponadto, że w celu analizy globalnej całej konstrukcji nie można połączeń na jaskółczy ogon traktować jako węzłów sztywnych (nie przenoszą one znacznych momentów zginających). Zaznaczono, że, zdaniem autorów, dokładna analiza parametrów połączenia na jaskółczy ogon nie jest konieczna przy analizowaniu globalnego statycznego zachowania konstrukcji drewnianych, gdyż parametry te mają niewielki wpływ na wynik. Sztywność wyznaczona przy rozciąganiu może być używana do szacowania maksymalnego dopuszczalnego przemieszczenia czopa (jaskółczego ogona) w przypadku monitorowania zachowania złączy w historycznych obiektach.

Połączenia na jaskółczy ogon jednostronne i dwustronne (rys. 3.47), opisane zostały także przez Fajmana i in. m.in. w [39]. Mogą one być używane przy wykonywaniu prac naprawczych i remontowych w obiektach zabytkowych w połączeniach elementów drewnianych więźb dachowych, gdzie elementy poddane są zginaniu oraz rozciąganiu lub ścisaniu. Jednostronne połączenie na jaskółczy ogon stosowane jest głównie do łączenia elementów ukośnych: krokwi z belką tramową. Do łączenia elementów prostokątnych odpowiednie jest połączenie na jaskółczy ogon dwustronne. W analizie przedstawiono model połączenia na jaskółczy ogon z rozkładem sił w tym połączeniu (rys. 3.47). Autorzy zwracają uwagę, że w połączeniach na jaskółczy ogon większe siły występują w połączeniach jednostronnych niż dwustronnych. Nadmienią również, że naprężenia w kołku jaskółczego ogona są nierównomierne.



Rys. 3.47. Połączenia na jaskółczy ogon dwustronne i jednostronne oraz schemat układu sił w połączeniu na jaskółczy ogon wg [39]

W pracach [150], [151], [153] Šobra i in. przedstawiają modele eksperymentalne i analityczne połączenia na jaskółczy ogon. Badano połączenie z kołkiem oraz bez kołka pod obciążeniem siłą ściskającą oraz rozciągającą. Uzyskane na drodze badań wartości nośności połączenia porównano z wartościami nośności z obliczeń analitycznych. W [150] ustalono oraz porównano modele zniszczenia dla analizowanego złącza. Uzyskane wyniki pokazały, że wartości nośności z badań eksperymentalnych, zarówno w przypadku ściskania, jak i rozciągania, są zbliżone do wartości z obliczeń jedynie dla połączenia na jaskółczy ogon bez kołka. W przypadku połączeń z kołkiem wartości obliczeniowe są niedoszacowane – połączenie w rzeczywistości może uzyskać większe nośności. Autorzy zwracają także uwagę, że połączenia na jaskółczy ogon są połączeniami niesymetrycznymi, statycznie niewyznaczalnymi, w związku z czym siły przenoszone przez poszczególne części są różne i zależne od sztywności. Np., w przypadku połączenia na jaskółczy ogon z kołkiem poddanego ściskaniu, obciążenie przenoszone jest przez kołek i powierzchnie styku. Wartość obciążenia przenoszonego przez kołek zależna jest od sztywności samego kołka. W związku z tym trudno na drodze obliczeń oszacować nośność takiego połączenia.

Jeong i in. w [61], [62] prowadzili badania eksperymentalne oraz analizy numeryczne połączenia na jaskółczy ogon na modelach w mniejszej skali. Badano połączenia podłużne na jaskółczy ogon o różnych geometriach (rys. 3.48 a). Obciążenie przykładano w kierunku wzdłuż włókien. Opisano schematy zniszczenia (rys. 3.48 b, 3.48 c), wskazując jako główne czynniki niszczące naprężenia rozciągające w poprzek włókien oraz naprężenia ścinające.



Rys. 3.48 Geometria badanego połączenia i przykładowe schematy zniszczenia wg [61] i [62]

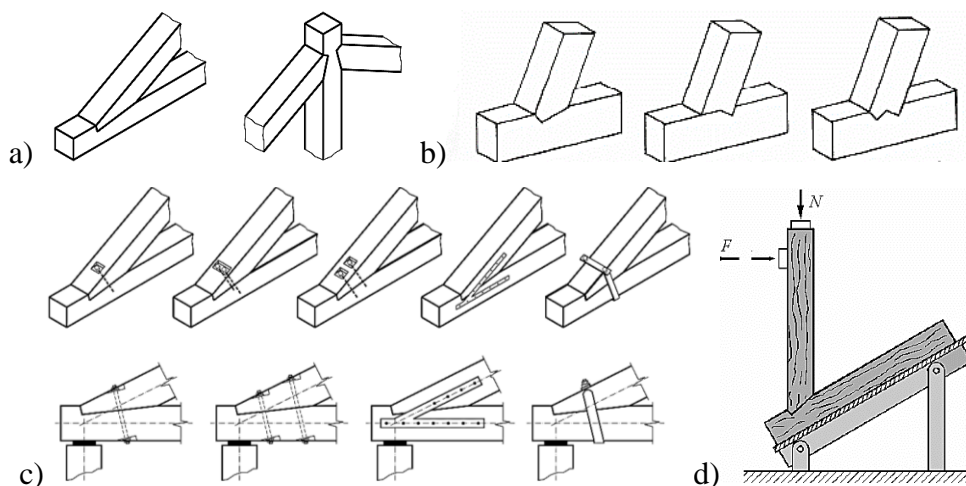
Autorzy wskazują, przy jakich parametrach geometrycznych (θ , w , w_1 , w_2 , h) możliwa jest do uzyskania maksymalna nośność. Średnią nośność na rozciąganie badanego złącza oszacowano na 21.4 kN.

W [60] autorzy prezentują właściwości tegoż połączenia zbadane za pomocą różnych metod. Zwrócono uwagę na konieczność zapewnienia dobrego przylegania elementów złącza i wskazano kąt nachylenia złącza jako decydujący czynnik wpływający na jego pracę statyczną.

3.4.3. Wybrane badania innych połączeń

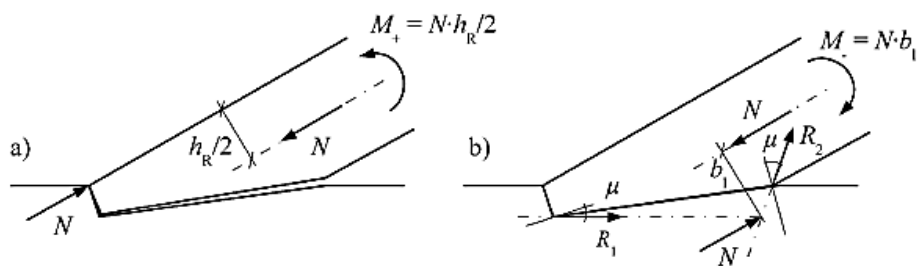
A. Włochy: Parisi, Piazza i in.

M.in. w [108], [109], [110], [111], [112], [161] analizie poddane zostały połączenia wrębowe (ang. *birdsmouth joints*) (rys. 3.49 a, b), które było często stosowane w historycznych konstrukcjach, głównie w regionach śródziemnomorskim i alpejskim. Wykonane na podstawie danych zebranych z rzeczywistych obiektów modele połączeń poddano badaniom pod obciążeniem statycznym i dynamicznym (rys. 3.49 d). Przeprowadzono też symulacje numeryczne przy użyciu metody elementów skończonych w celu analizy parametrów, które mają wpływ na pracę statyczną złącza: geometrii, obciążenia oraz parametrów materiałowych. Analizie poddano także różne formy wzmocnienia tego typu połączeń (rys. 3.49 c).



Rys. 3.49. a) Połączenia wrębowe między różnymi elementami konstrukcji więźby dachowej, b) różne formy połączeń wrębowych, c) różne sposoby wzmocnienia połączeń za pomocą elementów stalowych, d) schemat stanowiska badawczego dla modelu połączenia wg [109], [111]

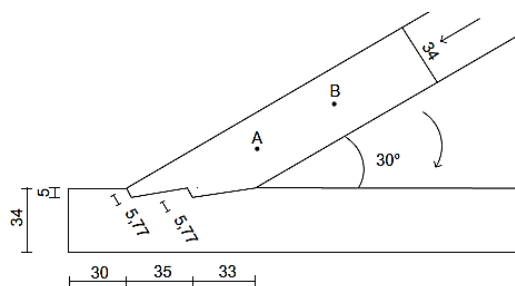
W [112] autorzy podkreślają decydującą rolę tarcia w przypadku obliczeń tego typu połączenia. Analizują też zjawiska ściskania osiowego i wpływ wymiarów samego złącza w kontekście jego zachowania poza zakresem sprężystym. Przedstawione zostały dwa proste modele rozkładu sił w połączeniu wrębowym bez zastosowanych wzmocnień przy działaniu obciążenia w różnych kierunkach (rys. 3.50).



Rys. 3.50. Schemat układu sił w połączeniu wrębowym wg [112]

W [111] przedstawiono modele zniszczenia połączenia wrębowego. Poza tym sprawdzone i porównane zostały różne formy wzmocnienia powyższego złącza przy użyciu metalowych łączników. Spośród zaproponowanych metod polecane przez autorów jest zastosowanie śrub, które zapewniają odpowiednie zachowanie w przypadku obciążenia sejsmicznego bez nadmiernego zwiększenia sztywności, która mogłaby znacznie zmienić pierwotny charakter pracy złącza. Wg autorów przy takim sposobie wzmocnienia konstrukcji można oczekiwać zachowania odpowiadającego pracy konstrukcji nowoprojektowanej, bez uszkodzeń.

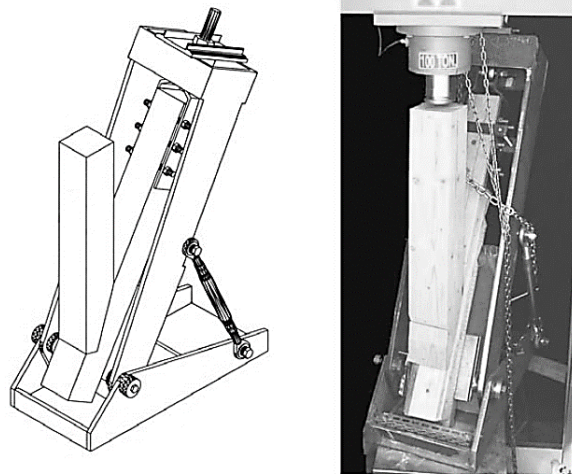
W [108] przedstawiono opis pracy połączenia na wręb podwójny (ang. *double-step joint*) (rys. 3.51), występującego powszechnie jako połączenie krokwi z belką w więzarach dachowych o dużych rozpiętościach.



Rys. 3.51. Geometria połączenia na wręb podwójny (wymiary w cm) badanego w [108]

Przeprowadzono analizę numeryczną pracy połączenia o typowych wymiarach. Połączenie obciążono siłą ściskającą i momentem. Otrzymano obraz rozkładu naprężeń na powierzchniach styku złącza oraz przybliżoną sztywność obrotową i wartość maksymalnego możliwego do przeniesienia momentu. Wyniki potwierdzają lepsze zachowanie tego typu złącza w porównaniu do innych połączeń wrębowych (np. połączenia na wręb pojedynczy). Uzyskana w analizie wartość parametru sztywności obrotowej wydaje się jednak bardzo wysoka i nie występuje w żadnych innych źródłach, dlatego wg samych autorów może nie być miarodajna.

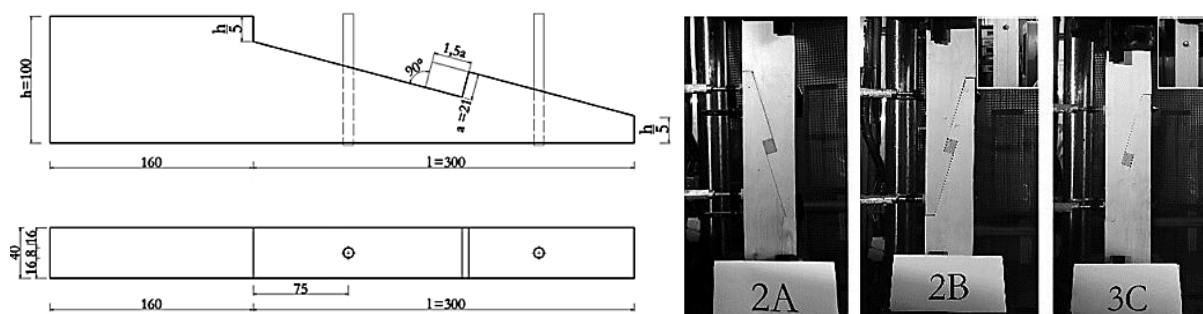
W [161] autorzy zajęli się badaniami nośności połączenia wrębowego (rys. 3.52) oraz mechanizmem zniszczenia tego połączenia w wyniku działania ścinania. Ustalono także wpływ niektórych naturalnych wad materiałowych na nośność złącza.



Rys. 3.52. Model badanego połączenia na wręb i stanowisko badawcze [161]

Wyniki wykonanych badań laboratoryjnych oddają oczekiwane zachowanie złącza pod obciążeniem. Badania wykazały, że spękania spowodowane skurczem materiału nie mają dużego wpływu na nośność złącza na ścinanie, o ile nie leżą dokładnie w płaszczyźnie ścinania. Niektóre czynniki, jak kąt nachylenia włókien czy występowanie sęków, okazują się nie mieć dużego negatywnego wpływu na nośność złącza na ścinanie, inne – związane z ubytkiem materiału, mogą wpływać na mechanizm zniszczenia w wyniku ścinania. Co więcej, wg autorów nie można wykluczyć pozytywnego efektu występowania sęków czy nachylenia włókien na nośność i sztywność analizowanego złącza. Autorzy badań podkreślają, że przedstawiona przez nich analiza nie jest wystarczająca do pełnej oceny zachowania złącza i zapowiadają dalsze badania na pełnowymiarowych modelach.

W [22] przedstawiono analizę zachowania połączenia na zamek na „znak pioruna” (ang. *stop-splayed scarf joint*) poddanego rozciąganiu (rys. 3.53). Autorzy analizowali różne sposoby wzmocnienia złącza: za pomocą kołków drewnianych oraz trzpieni stalowych.



Rys. 3.53. Geometria połączenia na „znak pioruna” oraz widok stanowiska badawczego do testów rozciągania [22]

W ramach badań odnotowano wzrost sztywności o 41% dla połączenia z kołkami i o 52% dla połączenia z trzpieniami stalowymi. Przeanalizowano wzrost granicy sprężystości w zależności od sposobu wzmocnienia, sporządzono ścieżki równowagi statycznej (zależność obciążenie – przemieszczenie) oraz zidentyfikowano mechanizmy zniszczenia. Autorzy zwracają uwagę na różnice w pracy statycznej złącza w zależności od materiału zastosowanych łączników trzpieniowych (drewno, metal).

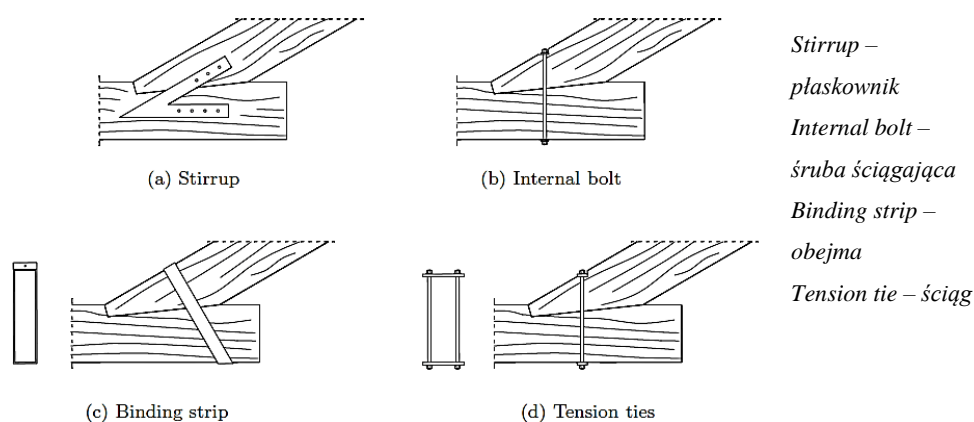
B. Portugalia: Branco, Cruz, Palma i in.

W [18] przedstawiono różne metody wzmocniania tradycyjnych połączeń ciesielskich występujących w obiektach historycznych na terenie Portugalii, szczególnie połączenia wrębowego ze względu na jego powszechność. Nawet w przypadku braku wzmocnienia połączenie to charakteryzuje pewna zdolność do przenoszenia momentów. W związku z tym, zdaniem autorów, połączenie wrębowe nie powinno być analizowane jako połączenie idealnie przegubowe lub idealnie sztywne, zaś jako połączenie „półsztywne” – z pewną podatnością. Wyniki badań przeprowadzonych na pełnowymiarowych elementach (połączenie krokiew – belka) pokazują, że zdolność do przenoszenia momentów zależna jest od poziomu naprężeń ściskających w krokwi. Znaczenie mają także wymiary krokwi, kąt nachylenia połączenia oraz uwzględnienie tarcia, a także głębokości wrębu, obecność dodatkowego czopa czy poziom wilgotności (poruszono także w [14], [106]). Uzyskany przez autorów obraz rozkładu sił wewnętrznych i naprężeń w połączeniu pozwala na zaprojektowanie właściwego wzmocnienia, najczęściej w postaci metalowych elementów, które okazują się niezbędne, szczególnie w przypadku obciążenia dynamicznego.

Badania opisane w [106] dotyczyły pracy połączenia na wrąb czołowy i połączenia czopowego, niewzmocnionych oraz wzmocnionych za pomocą elementów metalowych

(płaskowników, strzemion i ściągow). W badaniach uwzględniono wilgotność elementów drewnianych, mającą znaczny wpływ na wyniki. Modele poddawane były obciążeniom oddającym obciążenia rzeczywiste. Stwierdzono, że dla połączenia wrębowego głębokość wrębu może nie mieć znaczenia przy badaniu nośności złącza pod obciążeniem statycznym. Potwierdzono też bardzo duże znaczenie dokładnego dopasowania elementów połączenia na powierzchni wrębu. W przypadku jego braku złącze traci swoją sztywność i nośność. Badania wykazały także, że płaskowniki stalowe wyraźnie poprawiają zachowanie się połączeń wrębowych. Autorzy wskazali potrzebę dalszych badań w tej tematyce w celu otrzymania dokładnych i wiarygodnych rezultatów, prowadzących do praktycznych wniosków.

Dalsze badania [14] miały na celu opisanie zachowania statycznego złącza, przy zwróceniu uwagi na kilka ważnych aspektów, jak mechanizm przenoszenia sił, modele zniszczenia oraz właściwe metody wzmacniania (rys. 3.54). Autorzy dokonali obszernego przeglądu metod wzmacniania złączy na wręby oraz ocenili wpływ zastosowanej metody na sztywność obrotową połączenia. W przypadku wszystkich poddanych ocenie metod zauważono znaczący wzrost sztywności i nośności. Nie zaobserwowano jednak znaczących różnic, jeśli chodzi o ich skuteczności.

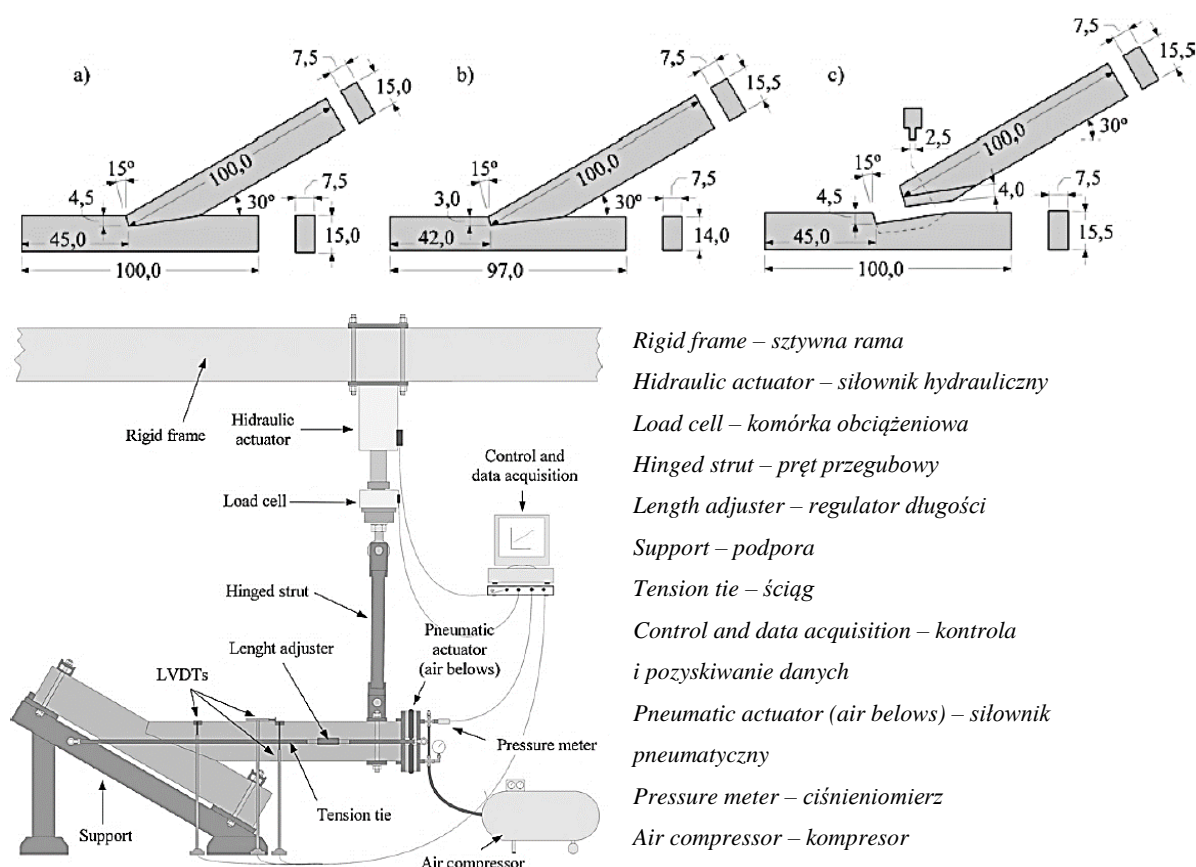


Rys. 3.54. Tradycyjne metody wzmacniania połączenia wrębowego za pomocą elementów metalowych: a) płaskowniki, b) śruba ściągająca, c) obejma, d) ściągi wg [14]

Należy zauważyć, że wzmocnienia są niezbędne w celu zapewnienia odpowiedniej pracy połączeń, w szczególności pod wpływem obciążeń cyklicznych, mogących reprezentować obciążenia sejsmiczne lub innych nieprzewidzianych niekorzystnych warunków obciążenia. Przeprowadzone testy na modelach złączy niewzmocnionych i wzmocnionych potwierdziły, że wszystkie analizowane techniki wzmocnień powodują znaczący wzrost nośności i współczynnika tłumienia, istotnego przy zagadnieniu obciążeń cyklicznych. Spośród metod

wzmocnienia połączenia wrębowego, najkorzystniejszymi wg autorów badań okazały się zastosowanie śrub (jedna śruba przechodząca przez połączenie osiowo – rys. 3.54 b) i zastosowanie metalowych płaskowników ściągniętych dwustronnie śrubami (rys. 3.54 a).

W [105] opisano pracę połączenia krokwi z belką wiązarową oraz skuteczność różnych metod napraw i wzmocnień. Przeprowadzono testy na różnych połączeniach w zależności od geometrii (rys. 3.55), zastosowanych elementów wzmocniających czy różnych poziomach wilgotności materiału.



Rys. 3.55. Geometria badanych połączeń oraz schemat stanowiska badawczego wg [105]

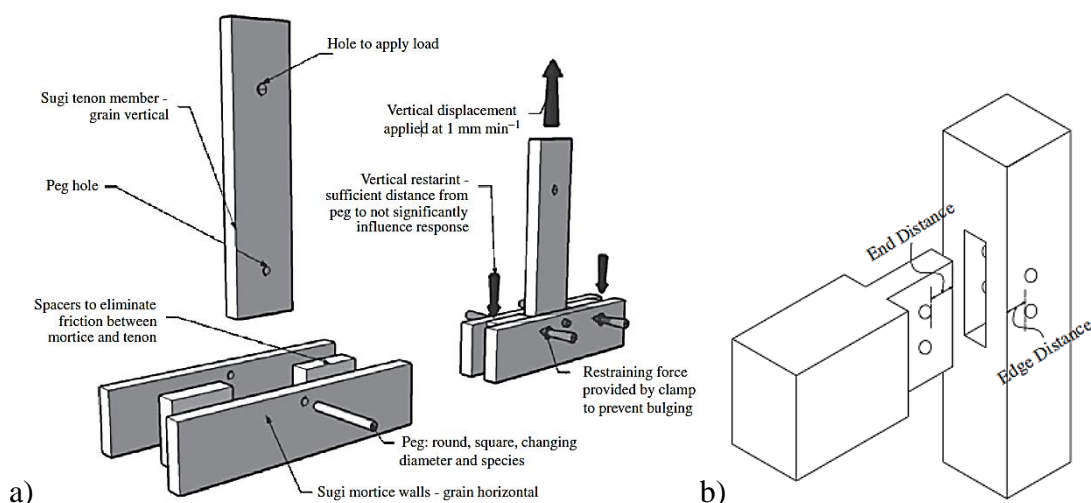
Autorzy zwrócili uwagę na istotność odpowiedniego wprowadzenia siły ściskającej w krokwi, która zapewnia dobre przyleganie elementów w złączu i tym samym poprawne jego działanie. Dla złącza na wręb czołowy prosty bez dodatkowych elementów metalowych potwierdzono brak znaczącego wpływu wzrostu wilgotności z 12% do 20% na nośność i sztywność złącza. Dla złączy z elementami metalowymi potwierdzono znaczący wzrost nośności przy zastosowaniu wzmocnień. Wpływ zewnętrznych klamr ściskających i płaskowników jest zbliżony dla elementów drewnianych o wilgotności 12%. Ponadto wzrost wilgotności z 12%

do 20% w złączach wzmacnianych elementami metalowymi okazuje się być korzystny dla wzmocnień płaskownikami ze śrubami w związku z lepszym przyleganiem między elementem drewnianym a metalowym, podczas gdy dla połączeń z klamrami dociskowymi obserwuje się redukcję nośności. Wzmocnienie wrębu czołowego śrubą przechodzącą przez połączenie zasadniczo nie zmienia początkowej sztywności złącza, zwiększa jednak jego nośność. Metoda ta zapobiega rozluźnieniu elementów łączonych, zachowując się, jak zewnętrzna klamra dociskowa. Badania miały też na celu ocenę wpływu geometrii na zdolność do obrotu. Autorzy podkreślają, że przy projektowaniu wzmocnienia dla różnych typów połączeń powinien być uwzględniony fakt, że każdy typ połączenia cechuje specyficzny mechanizm przekazywania sił, który wpływa na różne zachowania i różne modele zniszczenia.

Głównym celem opisanych badań w [41] było ilościowe oszacowanie nośności połączenia czopowego (wráb z czopem) na podstawie testów eksperymentalnych na pełnowymiarowych elementach oraz analizy metodą elementów skończonych. Do badań użyto dwóch różnych rodzajów drewna: drewno nowe i stare nieznanego pochodzenia. Przedstawiono krzywe obciążenie – przemieszczenie oraz schematy zniszczenia. Wyniki uzyskane w eksperymentach pokryły się z wynikami z analizy numerycznej. Ustalono, że parametry, które mają największy wpływ na nośność złącza to m.in. wytrzymałość drewna na ściskanie w poprzek włókien. Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien czy moduł sprężystości okazują się mieć bardzo niewielki albo w ogóle nie mieć żadnego wpływu na wynik.

C. Wielka Brytania: Shanks, Chang i in.

W [146] i [147] przedstawiono wyniki badań połączeń na czop i gniazdo (ang. *mortice and tenon joiny*). Dla różnych połączeń czopowych kołkowanych, występujących powszechnie w konstrukcjach drewnianych w Wielkiej Brytanii, Stanach Zjednoczonych, ale też w Japonii i na Tajwanie, przeprowadzono testy na rozciąganie (rys. 3.56 a) i na zginanie. Opisano modele zniszczenia połączeń oraz wpływ geometrii połączenia (odległości otworu od krawędzi w czopie i gnieździe – rys. 3.56 b, średnicy kołka oraz przekroju poprzecznego) na zachowanie złącza.



Hole to apply load – otwór do przyłożenia obciążenia

Sugi tenon member – grain vertical – czop Sugi – pionowy układ włókien

Peg hole – otwór na kołek

Spacers to eliminate friction between mortice and tenon – dystanse eliminujące tarcie między gniazdem a czopem

Peg: round, square, changing diameter and species – kołek: okrągły, kwadratowy, o zmiennej średnicy i gatunku

Sugi mortice walls – grain horizontal – ściany wpuszczane Sugi – poziomy układ włókien

Vertical displacement applied at 1 mm min⁻¹ – pionowe przemieszczenie 1 mm/min

Vertical restraint – sufficient distance from peg to not significantly influence response – unieruchomienie w kierunku pionowym – wystarczająca odległość od kołka, nie wpływająca znacząco na wynik

Restraining force provided by clamp to prevent bulging – siła zacisku w celu eliminacji przemieszczenia z płaszczyzny

End distance – odległość od końca czopa

Edge distance – odległość od krawędzi gniazda

Rys. 3.56. a) Model elementów do badań i model obciążenia, b) zdefiniowane odległości od końca czopa i krawędzi gniazda wg [147]

Z badań wynika, że sztywność kołka i materiału złącza ma wpływ na jego zachowanie statyczne i model zniszczenia, a więc wymaganą geometrię. Np. dla połączenia z drewna iglastego z kołkami o średnicy 12 mm, wymagana odległość od końca czopa wynosi $2d$, zaś z kołkami o średnicy 18 mm – d . Autorzy stwierdzili, że kołki kwadratowe mogą spowodować pęknięcie w gnieździe w związku z dużymi lokalnymi koncentracjami naprężeń. W ich przypadku zaobserwowano inne modele zniszczenia. W [146] przedstawiono modele pozwalające szacować sztywność połączeń i łączników drewnianych powszechnie występujących w konstrukcjach ramowych w Wielkiej Brytanii.

W [148] przedstawione są wyniki serii testów, mających na celu ustalenie sztywności i nośności na rozciąganie, ścinanie i zginanie dla połączenia czopowego (rys. 3.57). Przy wykonywaniu modeli do badań zwrócono uwagę na przesunięcie otworu w czopie względem otworu w gnieździe (rys. 3.58) tak, aby po wprowadzeniu kołka połączenie zostało zacieśnione (poruszono m.in. w [169]).

2.2 Tensile Tests

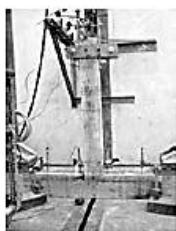
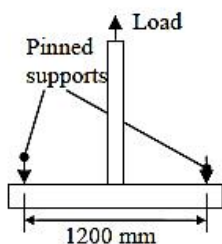


Figure 2 – Tension test set-up



Tensile tests – testy rozciągania

Set-up – stanowisko

Load – obciążenie

Pinned supports – podpory przegubowe

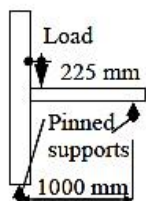
Shear tests – testy ścinania

Bending tests – testy zginania

2.3 Shear Tests



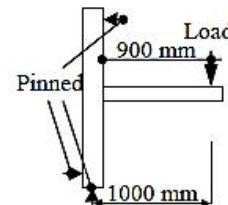
Figure 3 – Shear set-up



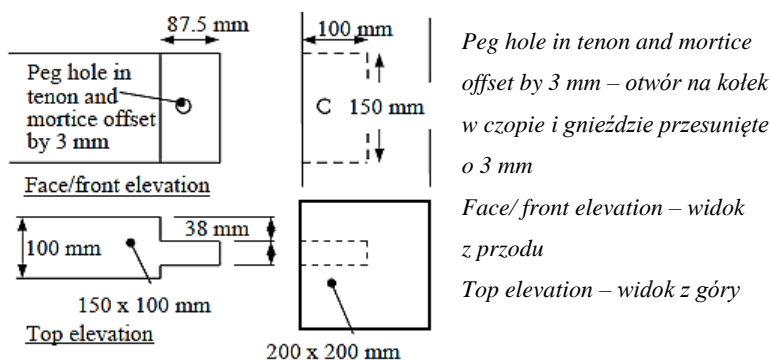
2.4 Bending Tests



Figure 4 – Bending setup



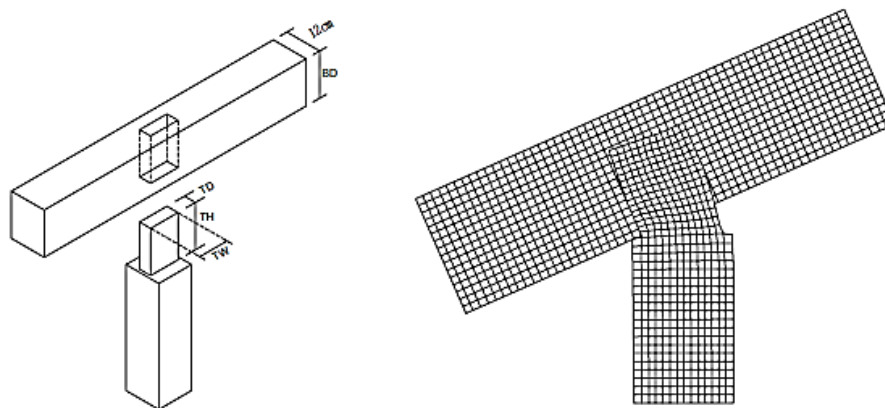
Rys. 3.57. Schematy modeli badawczych [148]



Rys. 3.58. Geometria badanego połączenia czopowego [148]

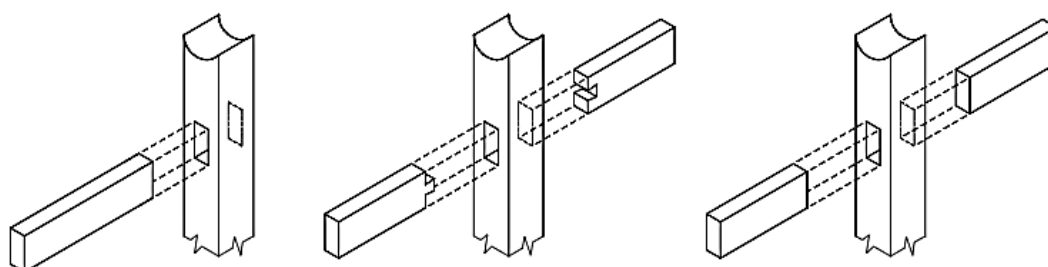
Autorzy podkreślają znaczny wpływ stopnia dopasowania złącza na jego sztywność i nośność. Zwracają także uwagę na brak wytycznych co do obliczania sztywności połączeń kołkowanych we współczesnej literaturze czy normach.

W [26] Chang i in. przedstawiają metodę obliczenia sztywności obrotowej połączeń ciesielskich na przykładzie prostego połączenia czopowego (rys. 3.59) oraz czynniki, które wpływają na tę wartość. Przy założeniu pracy połączenia w zakresie sprężystym czynniki o największym wpływie na wynik to, oprócz modułu sprężystości, geometria czopa (głębokość, szerokość i wysokość). Praca, zdaniem autorów, ma pokazać także możliwości wykonania komputerowej symulacji pracy wyżej opisanego złącza.



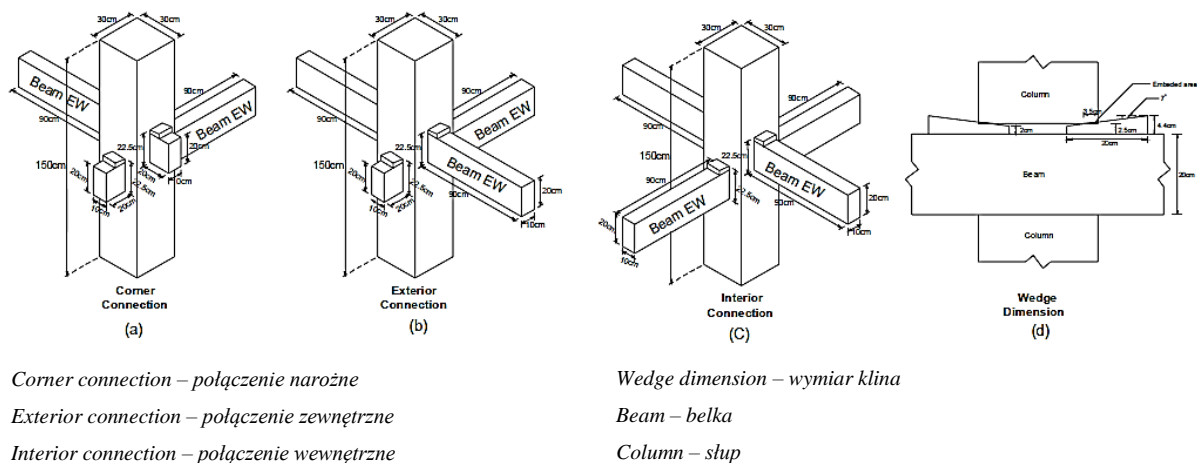
Rys. 3.59. Geometria połączenia na czop i gniazdo oraz model numeryczny po odkształceniu (obrocie) elementu wg [26]

Szytywność obrotową dla typowych połączeń „Nuki” (rys. 3.60) występujących powszechnie w architekturze japońskiej i tajwańskiej analizował m.in. Chang w [24] i [25]. Przedstawiono model analityczny oraz jego weryfikację w postaci badań eksperymentalnych na elementach w skali technicznej. Nośność na obrót i sztywność połączeń „Nuki” były zależne głównie od wielkości luzu między elementami.



Rys. 3.60. Różne typy połączenia „Nuki” wg [24] i [25]

W [23] podjęto zagadnienie wpływu zginania dwukierunkowego na połączenia czopowe występujące w tradycyjnych świątyniach japońskich. Są to połączenia narożne, zewnętrzne i wewnętrzne (rys. 3. 61). Na modelach w skali zostały przeprowadzone badania, obejmujące zarówno zginanie jedno-, jak i dwukierunkowe.

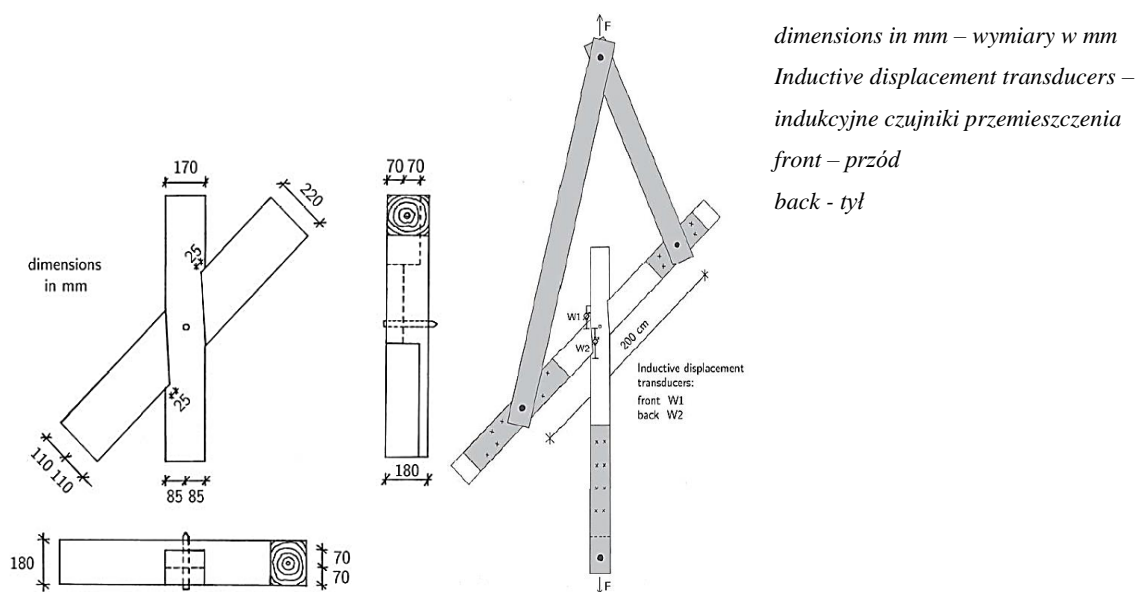


Rys. 3.61. Geometria badanych połączeń i klinów [23]

Wyniki pokazują, że połączenie narożne ma mniejszą niż pozostałe połączenia zdolność przenoszenia momentów zginających. Ponadto, połączenia zginane jednokierunkowo prezentują lepsze zachowanie pod względem przeniesienia momentu, rozproszenia energii i utraty sztywności niż te zginane dwukierunkowo. Autorzy badań sugerują, że w przypadku połączeń ciesielskich w tradycyjnych konstrukcjach drewnianych, powinno się rozpatrywać efekt działania zginania dwukierunkowego w połączeniach.

D. Niemcy, Austria: Holzer, Köck, Koch i in.

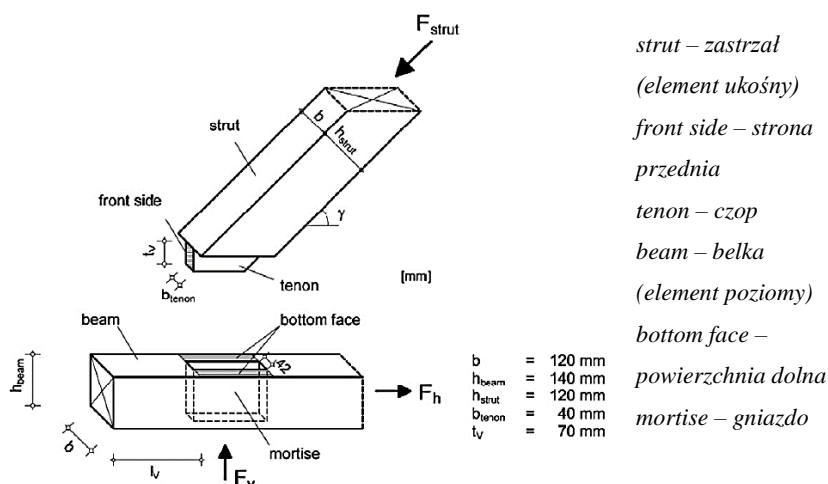
W [69] przedstawiono wyniki analizy dotyczącej połączeń na nakładkę (rys. 3.62), występujących powszechnie w gotyckich i XIX-wiecznych wieżbach dachowych.



Rys. 3.62. Geometria badanego połączenia nakładkowego i schemat modelu badawczego [69]

Jak nadmienią autorzy, dotychczas niewiele wiadomo na temat zachowania statycznego tego połączenia pod obciążeniem rozciągającym. Wykonano badania eksperymentalne i analizy numeryczne, przedstawiono krzywe obciążenie – przemieszczenie oraz modele zniszczenia. Przedstawiono także uproszczony model liniowo-sprężysty tego połączenia w kontekście globalnej analizy wiazara. Autorzy podkreślają, że model numeryczny powinien być uszczegółowiony i powinny zostać wykonane dalsze badania, uwzględniające np. zmianę kąta łączonych elementów czy geometrię samego złącza.

W [68] opisano badania eksperymentalne i numeryczne połączenia z czopem (rys. 3.63), stosowanego często w historycznych konstrukcjach na terenie Europy, głównie przy łączeniu dwóch elementów położonych względem siebie pod kątem poddanych obciążeniu ściskającemu.

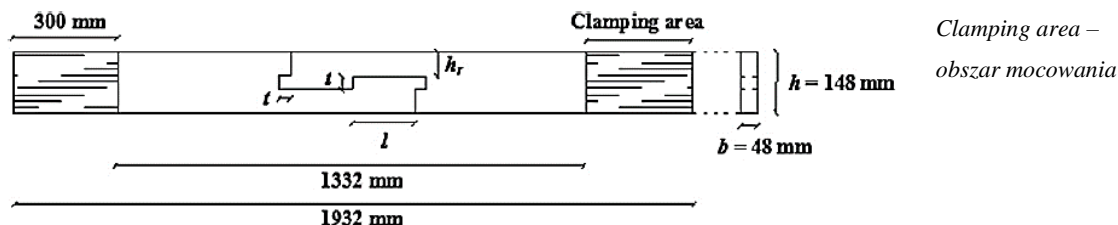


Rys. 3.63. Geometria badanego połączenia czopowego [68]

Badania miały na celu ustalenie nośności złącza i schematów zniszczenia. Przedstawiono zachowanie statyczne złącza za pomocą krzywych obciążenie – przemieszczenie. Wyróżniono trzy modele zniszczenia: ścięcie drewna wzdłuż włókien – przy kącie 45°, zniszczenie na przedniej ścianie czopa wskutek nadmiernego ściskania oraz zniszczenie na dolnej powierzchni złącza wskutek nadmiernego ściskania. Ustalono, że decydujący model zniszczenia zależy w dużej mierze od kąta łączenia elementów. W analizie uwzględniono wpływ tarcia, przyjmując przybliżone współczynniki tarcia 0.40 na powierzchni dolnej styku i 0.45 na przedniej ścianie czopa. Autorzy podkreślają, że niezbędne są dalsze badania w celu m.in. uzyskania wiarygodnych wyników z dokładniejszym uwzględnieniem tarcia.

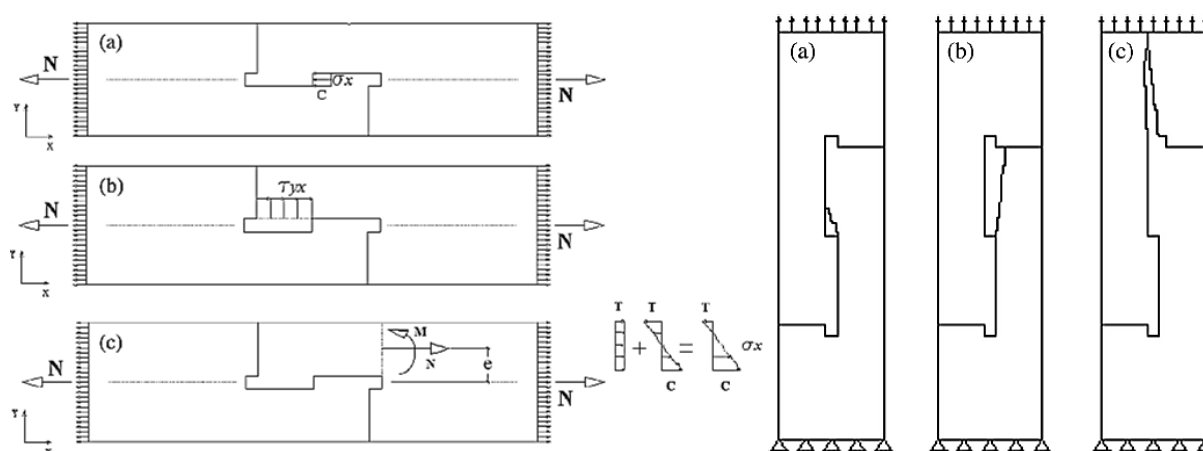
E. Hiszpania: Aira i in.

W [1] i [2] opisano analizę pracy połączenia podłużnego z różnymi rodzajami zamka (ang. *halved and tabled tenoned scarf joint*), przedstawionego na rys. 3.64.



Rys. 3.64. Geometria badanego połączenia [1]

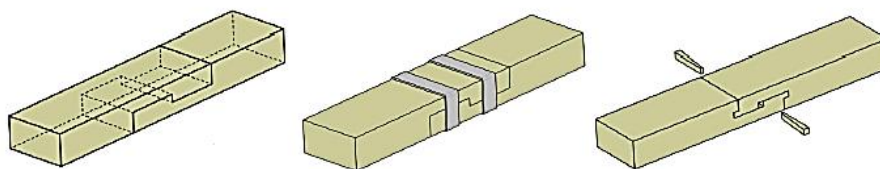
Celem badań było ustalenie nośności [1] oraz znalezienie mechanizmów zniszczenia [2] dla takiego połączenia poddanego siłom rozciągającym. Zaobserwowano trzy schematy zniszczenia: ściskanie wzdłuż w obrębie wrębu (rys. 3.65 a), ścięcie wzdłuż włókien na krawędzi złącza (rys. 3.65 b) oraz pęknięcie rozpoczynające się w miejscu osłabionego przekroju poprzecznego (rys. 3.65 c).



Rys. 3.65. Schemat układu sił i naprężeń w połączeniu oraz modele zniszczenia [2]

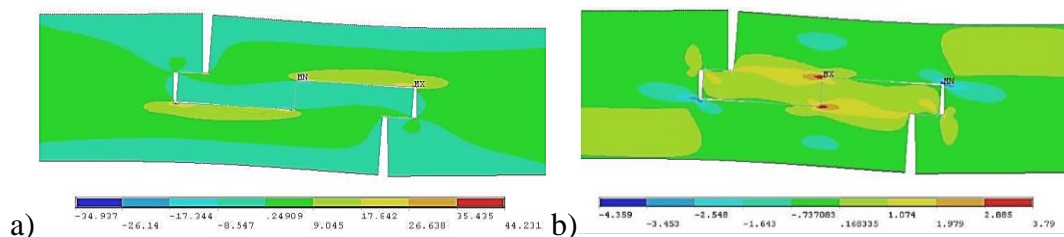
Ustalono obciążenie, które spowodowało inicjację pęknięcia (przedstawionego na rys. 3.65). Przeanalizowano także wpływ długości strefy zazębienia na wartość siły niszczącej. Wartość maksymalna siły rozciągającej przenoszonej przez złącze była warunkowana powstawaniem pęknięć i była znacząco niższa niż wartość maksymalna uzyskana dla elementu bez złącza. Autorzy wskazują potrzebę prowadzenia dalszych badań w tym temacie.

W [4] przedstawiono model numeryczny i model analityczny powyższego złącza. Zaproponowano stalowe obejmy lub kliny w celu zacieśnienia złącza i zapewnienia przylegania powierzchni łączonych (rys. 3.66).



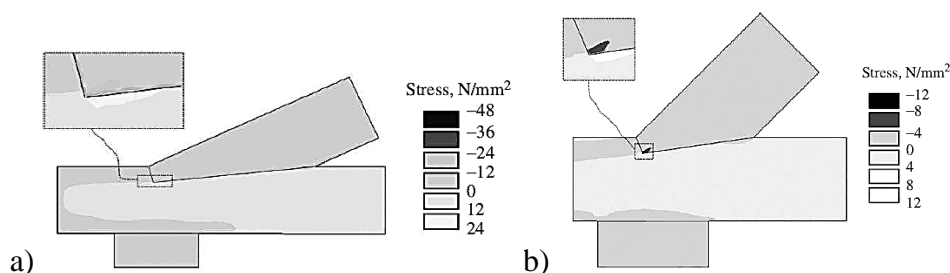
Rys. 3.66. Połączenie na zamek ze stalowymi obejmami oraz klinami [4]

Analizowano rozkład naprężeń w połączeniu, obszary koncentracji naprężeń i porównywano wyniki obu metod wzmocnienia, które okazały się generalnie zbieżne (z wyłączeniem miejsc koncentracji naprężeń). Na rys. 3.67 przedstawiono otrzymane w badaniach mapy naprężeń normalnych oraz stycznych. Autorzy rozpatrywali też wpływ wielkości założonej siatki w modelowaniu numerycznym na wynik końcowy.



Rys. 3.67. Wyniki analizy numerycznej: a) naprężenia normalne, b) naprężenia styczne wg [4]

W [166] Villar i in. przeprowadzili analizę pracy statycznej typowego połączenia wrębowego, opisując geometrię połączenia, a dokładnie kąt między łączonymi elementami jako czynnik decydujący o rozkładzie naprężeń (rys. 3.68). Stwierdzono, że dla małych kątów prawie cała siła osiowa przyłożona jest do niewielkiej powierzchni kontaktu, podczas gdy dla większych kątów siła ta rozdzielona jest na dwie powierzchnie połączenia. Autorzy zwracają uwagę, że dużą rolę odgrywa też tarcie występujące na powierzchni łączonych elementów.



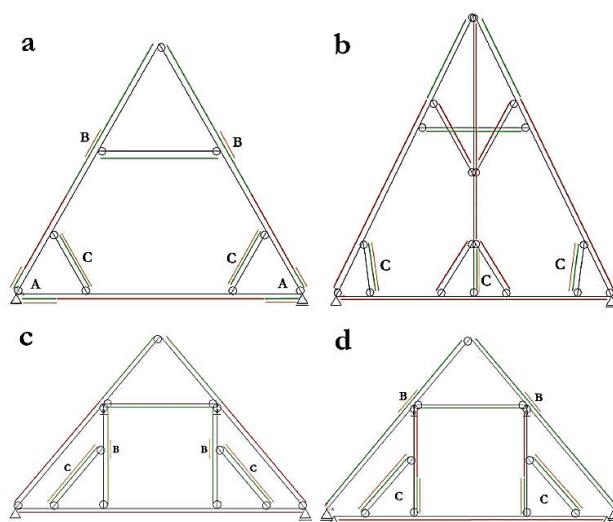
Rys. 3.68. Wyniki analizy numerycznej: a) naprężenia normalne dla kąta połączenia 25° ,
b) naprężenia normalne dla kąta połączenia 45° wg [166]

Dokładniej problemem tarcia zajmują się autorzy w [3]. W pracy wyznaczono współczynniki tarcia statycznego i kinetycznego dla sosny zwyczajnej (*Pinus sylvestris L.*) pochodzenia hiszpańskiego. W analizie uwzględniono tarcie między powierzchniami przekrojów poprzecznych drewna z poślizgiem w kierunku w poprzek włókien oraz między powierzchniami przekrojów stycznych (w poprzek włókien, prostopadle do słoju rocznych) z poślizgiem w kierunku wzdłuż włókien. Wg przykładowych danych z literatury [71], [145], przywołanych przez autorów badań, współczynniki tarcia dla elementów drewnianych wynoszą 0.25-0.50 w przypadku tarcia statycznego oraz 0.20 dla tarcia kinetycznego. Zgodnie z normą [118] współczynniki tarcia statycznego określone są w zależności od poziomów wilgotności. W przypadku elementów z tarcicy dla wilgotności $\leq 12\%$ są to wartości 0.30 w poprzek włókien i 0.23 wzdłuż włókien, a dla wilgotności $\geq 16\%$: 0.45 w poprzek włókien i 0.25 wzdłuż włókien. Zaś w przypadku elementów z tarcicy struganej wartości te wynoszą dla wilgotności $\leq 12\%$: 0.20 w poprzek włókien i 0.17 wzdłuż włókien oraz dla wilgotności $\geq 16\%$: 0.40 w poprzek włókien i 0.30 wzdłuż włókien. Średnie współczynniki tarcia otrzymane w badaniach przeprowadzonych przez autorów [3] przy poziomie wilgotności drewna ok. 12% wynoszą dla przekrojów poprzecznych dla tarcia statycznego 0.24, a dla kinetycznego 0.17, natomiast dla przekrojów stycznych 0.12 dla tarcia statycznego oraz 0.08 dla tarcia kinetycznego (autorzy zaznaczają tu, że w przypadku tych ostatnich wyników współczynniki zmienności są wysokie).

F. Czechy: Kunecký i in.

W [74] autorzy badają nośność i sztywność połączenia na nakładkę ze skosem w kontekście możliwości jej zastosowania w drewnianej konstrukcji historycznej więźby dachowej. Cztery różne konstrukcje dachów historycznych (rys. 3.69) z tymi połączeniami zostają poddane analizie numerycznej. Opisany jest wpływ zastosowanego rozwiązania na dystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji więźby dachowej. Zwrócono uwagę na fakt,

że mniejsza sztywność jednego z elementów ustroju może znacząco wpływać na siły w innych elementach. Poza tym, dokonano analizy typowego stropu z zastosowaniem połączenia.



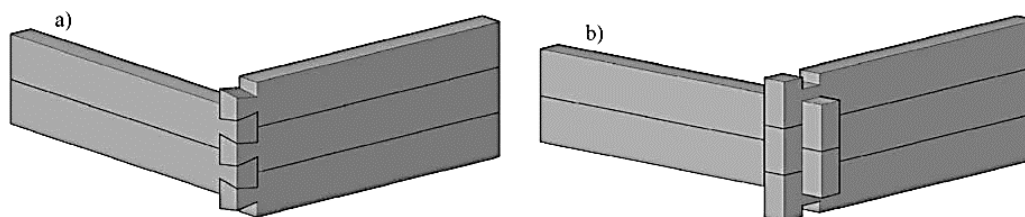
Rys. 3.69. Analizowane ustroje dachowe: a) jętkowy, b) wieszakowy, c) słupowy, d) ramowy wg [74] z zaznaczonymi możliwymi lokalizacjami złącza

Zielonymi liniami zaznaczono części konstrukcji dachów, w których na podstawie swoich analiz autorzy uznali zastosowanie złącza za możliwe, czerwonymi liniami – przeciwnie. We wnioskach stwierdzono także, że dla drewna klasy C20 nośność na zginanie analizowanego połączenia wynosi ok. 35% nośności elementu ciągłego, co zostało uznane za wartość niską, gdyż spodziewano się uzyskać nośność na poziomie ok. 50%. Potwierdzono też, że wszelkie naprawy czy wymiany dotyczące złączy mogą wywoływać redystrybucję sił wewnętrznych w konstrukcji. Jak twierdzą autorzy, nie stanowi to znaczącej różnicy dla całej struktury w przypadku, gdy sztywność połączenia jest równa ponad 50% sztywności belki ciągłej. Mimo, że sztywność nie jest zwykle kluczowym parametrem dla historycznych więźb dachowych, to w przypadku stropów drewnianych, gdzie decydujący jest stan graniczny użytkowości, kryterium sztywności może być wiodące, gdyż ugięcia belek z wykonanym połączeniem mogą być o 40% większe niż w przypadku elementów ciągłych. Okazuje się, że zastosowanie opisywanego połączenia ma najlepsze efekty w przypadku krokwi (zginanej i ściskanej) oraz belki stropowej (jedynie zginanej). Autorzy potwierdzają zasadność stosowania połączeń na nakładki w przypadku dokonywania interwencji konserwatorskich. Przywołują szereg zalet tego rozwiązania, m.in. możliwość zachowania oryginalnego materiału, stosunkowo niski koszt, możliwość wykonywania napraw krok po kroku, co jest

korzystniejsze w porównaniu z koniecznością wymiany całej struktury. Ponadto konstrukcje drewniane ulegają zniszczeniu w sposób sygnalizowany, w przeciwieństwie do stalowych. Niestety, istnieją także wady czy trudności, jak choćby konieczność precyzyjnego wykonania robót naprawczych, co wiąże się z czasochłonnością, wymagane duże doświadczenie projektanta tego typu napraw spowodowane brakiem jednoznacznych zaleceń w literaturze czy normach. Autorzy podkreślają także, że w tego typu połączeniach rozluźnienie i brak kontaktu między elementami skutkuje utratą nośności. Zwracają też uwagę na konieczność prowadzenia dalszych badań w tej tematyce, uwzględniając dodatkowo m.in. różne rodzaje obciążenia (tj. zginanie z rozciąganiem) oraz różne geometrie połączenia. Podkreślają także, że w analizie całych ustrojów, które z reguły stanowią konstrukcje statycznie niewyznaczalne, zmiana sztywności złącza czy w ogóle warunków brzegowych może w znaczący sposób wpływać na wynik globalny. Zaznaczają, że z powodu wrażliwości modelu i dużej liczby danych wejściowych (często nieznanych), analizy dotyczące historycznych konstrukcji są nie tylko niezwykle trudne i czasochłonne, ale wiążą się także ze znacznym ryzykiem.

G. Polska: Lubowiecka, Kłosowski i in.

Autorzy prac [67], [83], [95], [115] zajęli się analizą złączy ciesielskich w narożach ścian historycznych konstrukcji drewnianych (opisanych w rozdziale 3.3.5). Analizowane były połączenia bez ostatków na jaskółczy ogon oraz połączenia naroży z ostatkami (rys. 3.70). Połączenia te są powszechnie spotykane w istniejących obiektach na terenie m.in. Polski.



Rys. 3.70. Analizowane połączenia naroży ścian a) bez ostatków, b) z ostatkami wg [115]

Na drodze symulacji numerycznych ustalono miejsca koncentracji naprężeń w analizowanych połączeniach. W pracach wyznaczono modele zniszczenia połączeń. Ustalono także wpływ zawilgocenia na rozkład naprężeń oraz wyróżniono czynniki, które mogą być niebezpieczne dla pracy połączeń. Są to m.in. czynniki środowiska zewnętrznego (opady, temperatura, wilgoć) oraz czynniki biologiczne.

3.4.4. Badania elastoptyczne, badania metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO), analizy numeryczne, zagadnienie sztywności

Jedną ze stosowanych metod badań dotyczących połączeń ciesielskich jest metoda elastoptyczna. Do badań tworzony jest rzeczywisty model połączenia z materiałów przezroczystych, co pozwala na wykorzystanie zjawisk polaryzacji światła i dwójłomności wymuszonej materiału [52]. W wyniku badania uzyskuje się obraz izochrom, ukazujących stan naprężeń w badanych elementach. Metoda elastoptyczna, uzupełniona o modelowanie numeryczne połączeń, została wykorzystana m.in. w badaniach Jasiénki i in. (m.in. w [33], [52], [59] – opisano w rozdziale 3.5.2).

Inną metodą wykorzystywaną w badaniach elementów i połączeń drewnianych, także historycznych, jest metoda cyfrowej korelacji obrazu (CKO, ang. *digital image correlation*). Jest to jedna z tzw. bezkontaktowych metod pomiarowych. Umożliwia rejestrację i analizę pól przemieszczeń i odkształceń na powierzchni badanego obiektu w przestrzeni dwuwymiarowej lub trójwymiarowej w oparciu o korelację obrazów cyfrowych badanego obiektu zarejestrowanych podczas jego przemieszczania się i/lub odkształcania się. Idea jest analogiczna do badań elastoptycznych. Zasada działania systemu cyfrowej korelacji obrazu polega na oświetleniu oraz analizie intensywności światła odbitego od powierzchni badanego obiektu w stanie początkowym (niezdeformowanym) bez obciążenia i w stanie zdeformowanym przy zadanym obciążeniu. W taki sposób przeprowadza się pomiar odkształcenia w obszarze wyznaczonych stref o niewielkich powierzchniach, aby następnie uzyskać deformacje rzeczywistej powierzchni obiektu. Metodę cyfrowej korelacji obrazu, uzupełnioną o modelowanie numeryczne, wykorzystano m.in. w Czechach w badaniach Kunecký'ego i in. (m.in. w [76], [77], [91] – opisano w rozdziale 3.5.2).

Modelowanie numeryczne MES jest powszechnie stosowaną metodą, często uzupełniającą badania laboratoryjne. Badacze wykorzystują różnego typu oprogramowanie, m. in. środowiska obliczeniowe Ansys czy Abaqus. Modelowanie numeryczne dla połączeń różnych typów opisane zostały m.in. w [4], [10], [17], [26],[44], [57], [58], [67], [68], [69], [76], [83], [94], [95], [103], [104], [115], [139], [140], [166].

Ważnym zagadnieniem w kontekście połączeń ciesielskich jest ich sztywność. Stateczność konstrukcji jest uzależniona od sztywności połączeń, w związku z czym badacze podejmują problematykę ustalenia sztywności albo podatności analizowanych połączeń. W celu uproszczenia analiz, najczęściej zakłada się, że połączenia ciesielskie stanowią połączenia idealnie przegubowe lub idealnie sztywne, podczas gdy w rzeczywistości tak nie

jest. Przy tym założeniu należałoby brać pod uwagę sztywności połączeń uwzględniające wszystkie składowe obciążenia (osiowe, ścinające i zginające). Badacze, np. Descamps i in. [13] uważają, że do zbudowania dokładnego modelu, należy wprowadzić sztywność osiową oraz obrotową. Do analizy sztywności w literaturze stosowane są różne metody, np. „*component method*” opisana m.in. w [13] i [168]. Co więcej, wg źródeł (m.in. [13], [14]), niektóre złącza ciesielskie charakteryzują się pewną zdolnością do przenoszenia momentów zginających także bez wprowadzanych wzmocnień.

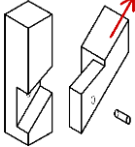

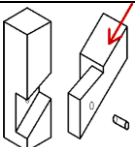
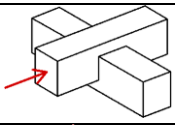
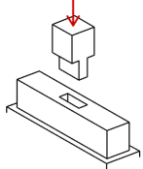
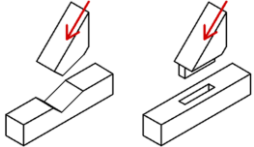
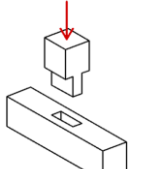
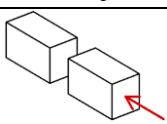
Autorzy pracy [164], rozważając zagadnienie sztywności połączeń ciesielskich w historycznych konstrukcjach drewnianych, porównywali wyniki analiz z różnymi przyjętymi założeniami. Okazało się, że różnica w poziomie wyliczonych wartości naprężeń w stosunku do wartości otrzymanych na drodze eksperymentów wynosi do 20% w przypadku założenia modelu „półsztywnego” (ang. *semi-rigid*), natomiast przy założeniu całkowicie sztywnych lub całkowicie przegubowych modeli różnica ta sięga nawet 40%.

Także Baszeń i Miedziałowski w [10] podejmują próbę oceny sztywności połączeń w konstrukcjach drewnianych. Ocena sztywności połączeń i odwzorowanie rozkładu sił wewnętrznych na poszczególne elementy struktury jest ważnym i przydatnym zagadnieniem, także z inżynierskiego punktu widzenia. Połączenia sztywne (ang. *rigid*) zapewniają lepszą współpracę w przenoszeniu obciążeń między poszczególnymi elementami konstrukcji, wpływają na mniejszą odkształcalność struktury, powodując przy tym jednak zwiększenie wyężeń w złączach. W przypadku wystąpienia dużych obciążeń zewnętrznych, zwłaszcza nie-statycznych, może doprowadzić to do zniszczenia konstrukcji. Połączenia przegubowe (ang. *pinned, hinge*) przy mniej korzystnym przenoszeniu sił wewnętrznych między poszczególnymi elementami, zapewniają jednak pewną odkształcalność, „plastyczność”, „ciągliwość” (ang. *ductility*) konstrukcji, która jest mniej podatna na obciążenia nie-statyczne. Autorzy zwracają szczególną uwagę na fakt, iż w przeciwieństwie do sztywności połączeń w konstrukcjach stalowych, betonowych czy murowych, sztywność połączeń w przypadku konstrukcji drewnianych jest zmienna, co powoduje z kolei zmienną sztywność całej struktury. Wynika to z procesów zachodzących w materiale, takich jak deformacje strukturalne, wysychanie czy pęcznienie pod wpływem zmiany wilgotności, korozja biologiczna, powodująca zmniejszenie wymiarów przekrojów oraz powstawanie szczelin czy pęknięć. W pracy [10] przedstawiono badania, mające na celu przedstawienie „półsztywnego” zachowania złączy. Zbadano model połączenia ściany ze stropem w drewnianej konstrukcji szkieletowej. Następnie wykonano analizę numeryczną metodą elementów skończonych, która

potwierdza wyniki uzyskane z testów laboratoryjnych, a także, co podkreślają autorzy, pozwala na ograniczenie czasu i kosztów związanych z badaniami eksperymentalnymi.

Jak zaznacza autor pracy [89], wartości parametrów sztywności wielu połączeń ciesielskich zależą od typu obciążenia. Np. dla połączenia na czop ukośny siła rozciągająca jest przenoszona jedynie przez drewniany kołek. W swoich pracach (m.in. [87], [88], [89]) Meisel, Schikhofer i in. zajęli się sztywnością połączeń i ich modelowaniem. Autorzy podają przykładowe wartości parametrów sztywności w zależności od rodzaju obciążenia złącza, oszacowane dla powszechnie występujących połączeń o typowych wymiarach (tab. 3.3).

Tabela 3.3. Przykładowe sztywności połączeń o typowych wymiarach wg [87], [88], [89]

Rodzaj połączenia	Rodzaj obciążenia	Szkic	Oszacowany parametr sztywności
Połączenie na jaskółczy ogon	rozciąganie		1 – 3 kN/mm
Kołek drewniany	ściananie		2 – 7 kN/mm
Połączenie na jaskółczy ogon	ściskanie		5 – 30 kN/mm
Wrąb jednostronny	ściskanie		10 – 20 kN/mm
Czop zwyczajny pełny – belka podparta w sposób ciągły	ściskanie		80 – 150 kN/mm
Wrąb pełny, wrąb z czopem	ściskanie		80 – 150 kN/mm
Czop zwyczajny pełny – belka niepodparta w sposób ciągły	ściskanie		150 kN/mm
Styk poziomy prosty	ściskanie		→ ∞

3.5. Przegląd literatury – zestawienie

W tabeli 3.4 zestawiono przeanalizowane pozycje literaturowe z ostatnich 20 lat, prezentujące badania dotyczące historycznych połączeń ciesielskich. Z kolei w tabelach 3.5 oraz 3.6 przedstawiono modele badawcze i nośności badanych połączeń oraz główne wnioski z badań i analiz historycznych połączeń ciesielskich podłużnych w elementach zginanych, a także kilku szczególnie interesujących przykładów połączeń rozciąganych.

Tabela 3.4. Zestawienie przedstawionych dotychczas w literaturze badań i analiz historycznych połączeń ciesielskich

Rok wyd.	Autorzy	Kraj	Tytuł w języku oryginalnym	Poz.	Analizowane zagadnienia
1999	Parisi, Piazza	Włochy	Dynamic modeling of friction joints in traditional timber structures	[113]	Obciążenie dynamiczne
1999	Schmidt, Daniels	USA	Design considerations for mortise and tenon connections	[143]	Połączenia czopowe
2000	Parisi, Piazza	Włochy	Mechanics of plain and retrofitted traditional timber connections	[112]	Połączenia wrębowe
2000	Sandberg, Bulleit, Reid	USA	Strength and stiffness of oak pegs in traditional timber-frame joints	[137]	Połączenia czopowe, kołki i trzpienie
2000	Wald, Mareš, Sokol, Drdácý	Czechy	Component method for historical timber joints	[168]	Analiza sztywności
2001	Candelpergher, Piazza	Włochy	Mechanics of traditional connections with metal devices in timber roof structures	[20]	Wzmacnianie
2002	Parisi, Piazza	Włochy	Seismic Behavior and Retrofitting of Joints in Traditional Timber Roof Structures	[111]	Połączenia na wręb, obciążenie dynamiczne
2004	Chang, Hsu, Chen	Wielka Brytania, Japonia	Estimating rotational stiffness of timber joints by using fractional experiments combined with computer simulation	[26]	Połączenia czopowe, sztywność

2004	Parisi, Piazza	Włochy	Seismic strengthening of traditional timber structures	[110]	Wzmacnianie, połączenia na wręb, połączenie na znak pioruna w obiektach rzeczywistych
2004	Schmidt, Miller	USA	Capacity of pegged mortise and tenon joints	[142]	Kołkowane połączenia czopowe
2004	Shanks, Walker	Wielka Brytania	Testing of traditional connections in green oak carpentry	[148]	Połączenia czopowe, sztywność
2004	Uzielli	Włochy	Il manuale del legno strutturale	[164]	Analiza sztywności
2005	Jankowski, Engel, Jasieńko	Polska	Praca statyczna wybranych połączeń występujących w drewnianych obiektach historycznych	[52]	Badania elastoptyczne, połączenia w więźbach dachowych: jętka-krokiew, krokiew-zastrzał, wieszak-tram, miecze-tram
2006	Branco, Cruz, Piazza, Varum	Portugalia, Włochy	Strengthening techniques of Portuguese traditional timber connections	[18]	Wzmacnianie, połączenia na wręb
2006	Chang, Hsu, Komatsu	Wielka Brytania, Japonia	Rotational performance of traditional Nuki joints with gap I: theory and verification	[25]	Połączenia czopowe „Nuki”, sztywność
2006	Engel	Polska	Wpływ formy i konstrukcji na stan zachowania drewnianych obiektów zabytkowych (Rozprawa doktorska)	[33]	Połączenia w więźbach dachowych: m.in. jętka-krokiew, krokiew-zastrzał, wieszak-tram, miecze-tram, badania elastoptyczne

2006	Jasieńko, Engel, Rapp	Polska	Study of strain and stresses in historical carpentry joints by photoelasticity modeling	[59]	Badania elastoptyczne, połączenia w więźbach dachowych
2006	Jasieńko, Kardysz	Polska	Analiza pracy statycznej połączeń stosowanych w drewnianych konstrukcjach zabytkowych	[58]	Połączenia w więźbach dachowych, analiza numeryczna, model materiału
2007	Chang, Hsu	Wielka Brytania, Japonia	Rotational performance of traditional Nuki joints with gap II: the behavior of butted Nuki joint and its comparison with continuous Nuki joint	[24]	Połączenia czopowe Nuki, sztywność
2007	Jasieńko, Kardysz	Polska	Deformation and strength criteria in assessing mechanical behavior of joints in historic timber structures	[57]	Połączenia w więźbach dachowych, analiza numeryczna, model materiału
2007	Palma, Cruz	Portugalia	Mechanical Behaviour of Traditional Timber Carpentry Joints in Service Conditions – Results of Monotonic Tests	[106]	Połączenia na wręb, połączenia czopowe
2007	Thoma, Togni, Uzielli	Włochy, Albania	Full-Size Truss Joints Made of Old Wood: Laboratory Tests on Shear Failures	[161]	Połączenia na wręb
2007	Villar, Guaita, Vidal	Hiszpania	Analysis of the stress state at the cogging joint in timber structures	[166]	Połączenia na wręb
2008	Branco, Cruz, Piazza, Varum	Portugalia, Włochy	Field tests of a timber queen-post truss and numerical analysis	[17]	Połączenia w więźbach dachowych, analiza numeryczna
2008	Hirst, Brett, Thomson, Walker, Harris	Wielka Brytania	The structural performance of traditional oak tension & scarf joints	[49]	Połączenia stykowe – zginane oraz rozciągane

2008	Parisi, Piazza	Włochy	Seismic strengthening of traditional carpentry joints	[109]	Wzmacnianie, połączenia na wręb, połączenie na znak pioruna w obiektach rzeczywistych
2008	Shanks, Chang, Komatsu	Wielka Brytania, Japonia, Tajwan	Experimental study on mechanical performance of all-softwood pegged mortice and tenon connections	[147]	Połączenia czopowe
2009	Branco	Portugalia	Portugese traditional timber structures: Survey, analysis and strengthening	[16]	Połączenia na wręb
2009	Sangree, Schafer	USA	Experimental and numerical analysis of a halved and tabled traditional timber scarf joint	[139]	Połączenia na nakładkę prostą, zazębioną, zginanie z rozciąganiem
2009	Sangree, Schafer	USA	Experimental and numerical analysis of a stop-splayed traditional timber scarf joint with key	[140]	Połączenie na zamek na znak pioruna , zginanie z rozciąganiem
2009	Shanks, Walker	USA	Strength and stiffness of all-timber pegged connections	[146]	Połączenia czopowe, sztywność
2010	Branco, Piazza, Cruz	Portugalia, Włochy	Structural analysis of two King-post timber trusses: Non-destructive evaluation and load-carrying tests	[15]	Połączenia w więźbach dachowych
2010	Chang, Komatsu	Wielka Brytania, Japonia	Experiment on traditional Timber Connections subjected to bi-axial bending	[23]	Złącza w narożach, zginanie dwukierunkowe
2010	Köck, Holzer	Niemcy	The load- displacement behavior of halved joints	[69]	Połączenia na nakładkę
2010	Meisel, Moosbrugger, Schickhofer	Niemcy	Survey and realistic modeling of ancient Austrian roof structures Part I	[89]	Połączenia w więźbach dachowych, sztywność
2010	Parisi, Cordie	Włochy	Mechanical behavior of double-step timber joints	[108]	Połączenia na wręb podwójny

2011	Branco, Piazza, Cruz	Portugalia, Włochy	Experimental evaluation of different strengthening techniques of traditional timber connections	[14]	Wzmacnianie, połączenia na wrąb
2012	Aira, Arriaga, Íñiguez-González, Guaita, Esteban	Hiszpania	Analysis of the stress state of a halved and tabled traditional timber scarf joint with the finite element method	[4]	Połączenia podłużne na zamek, wzmacnianie
2012	Jeong, Park, Hwang, Park	Korea	Effects of geometry on mechanical behavior of dovetail connection	[61]	Połączenie na jaskółczy ogon
2012	Jeong, Park, Park, Hwang	Korea	Predicting load-carrying capacity of dovetail connections using the stochastic finite element method	[62]	Połączenie na jaskółczy ogon
2012	Meisel, Zehetgruber, Schickhofer	Niemcy	Historische Dachtragwerke aus Holz – Klassifizierung und Entwicklung aus statischer Sicht, Teil 1	[88]	Połączenia w więźbach dachowych, sztywność
2012	Palma, Garcia, Ferreira, Appleton, Cruz	Portugalia	Behaviour and repair of carpentry connections – Rotational behaviour of the rafter and tie beam connection in timber roof structures	[105]	Połączenia na wrąb, połączenie krokwi z belką
2012	Rug, Thoms, Grimm, Eichbaum, Abel	Niemcy	Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit von verzahnten Balken	[136]	Belki złożone, połączenie na znak pioruna , połączenia zginane
2013	Koch, Eisenhut, Seim	Niemcy	Multi-mode failure of form-fitting timber connections – Experimental and numerical studies on the tapered tenon joint	[68]	Połączenia na czop z wrębem
2013	Meisel, Bogensperger, Moosbrugger, Schickhofer	Niemcy	Historische Dachtragwerke aus Holz – Statische Analyse und Tragwirkung, Teil 2	[87]	Połączenia w więźbach dachowych, sztywność

2013	Mirabella-Roberti, Bondanelli	Włochy	Study and analysis of XIV century timber built-up beams in Verona	[94]	Belki złożone, połączenie na znak pioruna
2013	Šobra, Fajman	Czechy	Utilization of splice skew joint with a key in the reconstruction of historical trusses	[154]	Połączenia stykowe na nakładkę ze skosem, połączenia zginane
2013	Parisi, Piazza	Włochy	Carpentry joints in earthquake conditions	[107]	Obciążenie dynamiczne
2014	Aira, Arriaga, Íñiguez-González, Crespo	Hiszpania	Static and kinetic friction coefficients of Scots pine (<i>Pinus sylvestris L.</i>), parallel and perpendicular to grain direction	[3]	Zagadnienie tarcia
2014	Fajman, Máca	Czechy	The effect of key stiffness on forces in a scarf joint	[40]	Połączenia stykowe na nakładkę ze skosem z klockami, połączenia zginane
2014	Feio, Lourenço, Machado	Portugalia	Testing and modeling of a traditional timber mortise and tenon joint	[41]	Połączenia czopowe, wrębowe
2014	<i>Jasieńko, Nowak, Karolak</i>	<i>Polska</i>	<i>Historical carpentry joints</i>	[54]	<i>Przegląd połączeń i badań</i>
2014	Kunecký, Sebera, Tippner, Kloiber	Czechy	Numerical assessment of behavior of a historical central European wooden joint with a dowel subjected to bending	[78]	Połączenia podłużne na nakładkę ze skosem, kołkowane, zginane, analiza numeryczna
2014	Šobra, Branco	Czechy	Experimental evaluation of a dovetail joint	[153]	Połączenia na jaskółczy ogon
2014	Rapp P.	Polska	Computational model of adhesive scarf joints in timber beams	[127]	Połączenia klejowe, model analityczny

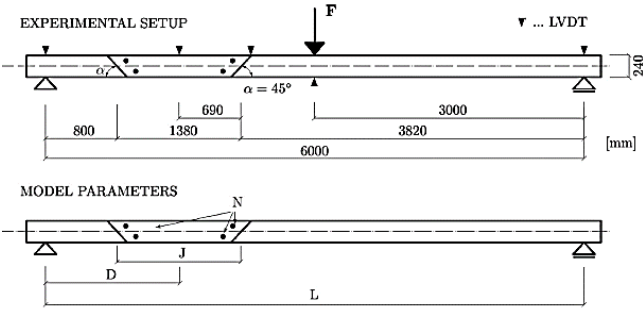
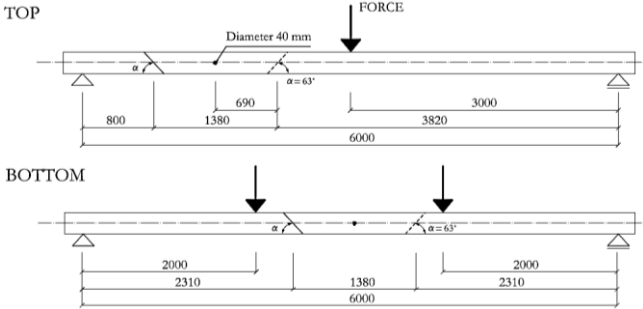
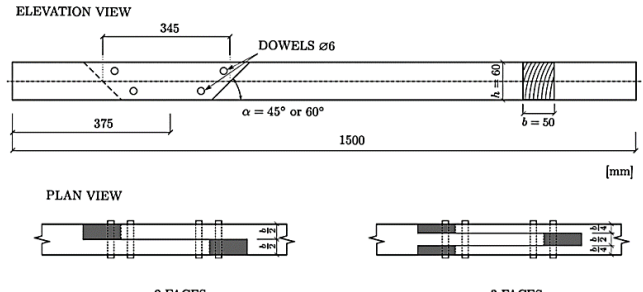
2015	Aira, Arriaga, Iniguez-Gonzalez, Guaita	Hiszpania	Failure modes in halved and tabled tenoned timber scarf joint by tension test	[2]	Połączenia podłużne na zamek, połączenia rozciągane
2015	Arciszewska-Kędzior, Kunecký, Hasníková, Sebera	Czechy	Lapped scarf joint with inclined faces and wooden dowels: Experimental and numerical analysis	[7]	Połączenia podłużne na nakładkę ze skosem
2015	Arciszewska-Kędzior, Kunecký, Hasníková,	Czechy	Mechanical response of a lap scarf joint with inclined faces and wooden dowels under combined loading	[8]	Połączenia podłużne (zginane, ściskane i zginane, rozciągane i zginane)
2015	Baszeń, Miedziałowski	Polska	Assessment of joints stiffness in timber structure based on experimental researches	[10]	Złącza – model półsztywny; badania eksperymentalne i analiza numeryczna
2015	Branco, Descamps	Portugalia, Belgia	Analysis and strengthening of carpentry joints	[13]	Przegląd połączeń i badań
2015	Fajman	Czechy	A scarf joint for reconstructions of historical structures	[38]	Połączenia stykowe na nakładkę ze skosem
2015	Fajman, Máca	Czechy	Scarf joints with pins or keys and dovetails	[39]	Połączenia stykowe, zginane, połączenie na jaskółczy ogon (krokiew-belka)
2015	Hasníková, Tippner, Kunecký, Kloiber, Sebera	Czechy	New Design Method for Lap Scarf Joint Used for Reconstruction of Timber Structures	[47]	Połączenie na jaskółczy ogon

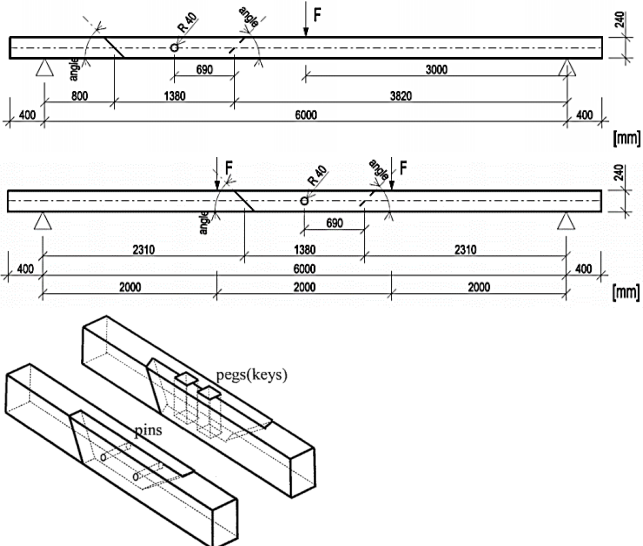
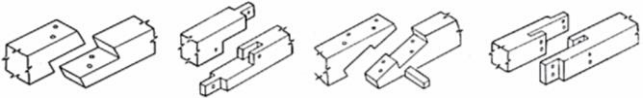
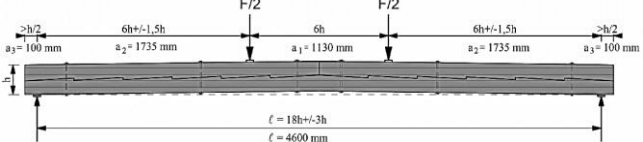
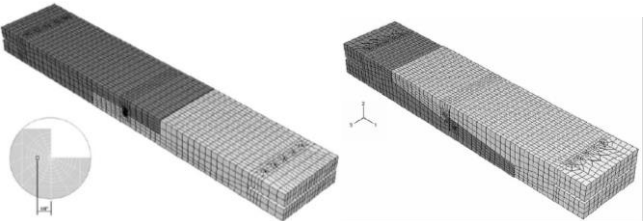
2015	Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska- Kędzior, Tippner, Kloiber	Czechy	Experimental assessment of full-scale lap scarf timber joint accompanied by a finite element analysis and digital correlation	[76]	Połączenia podłużne na nakładkę ze skosem, zginane, badania eksperymentalne, analiza numeryczna, badania cyfrową korelacją obrazu
2015	Kunecký, Sebera, Tippner, Hasníková, Kloiber, Arciszewska- Kędzior, Milch	Czechy	Mechanical performance and contact zone of timber joint with oblique faces	[77]	Połączenia podłużne na nakładkę ze skosem, zginane
2015	Rapp, Fiszer	Polska	Scarf joints in timber beams	[125]	Połączenia klejowe, model analityczny
2015	Rapp, Fiszer	Polska	Approximate numerical model for adhesive scarf joints in wooden beams	[126]	Połączenia klejowe, model analityczny
2015	Rug, Linke	Niemcy	Study on the load bearing capacity and the load-deferral behavior of wooden composite beams with a teathed joint	[135]	Belki złożone, połączenie na znak pioruna , połączenia zginane
2015	Šobra, Branco, Fajman	Czechy	Behaviour of a dovetail joint solved using force analyses	[151]	Połączenie na jaskółczy ogon
2016	Aira, Iniguez-Gonzalez, Guaita, Arriaga	Hiszpania	Load carrying capacity of halved and tabled tenoned timber scarf joint	[1]	Połączenia podłużne na zamek, połączenia rozciągane
2016	Kunecký, Arciszewska- Kędzior, Sebera, Hasníková	Czechy	Mechanical performance of dovetail joint related to the global stiffness of timber roof structures	[75]	Połączenie na jaskółczy ogon

2016	Milch, Tippner, Sebera, Kunecký, Kloiber, Navrátil	Czechy	The numerical assessment of a full-scale historical truss structure reconstructed with use of traditional all-wooden joints	[92]	Badania połączeń w więźbach dachowych
2016	Mioduszewski, Jasieńko, Nowak	Polska	Przekształcenia konstrukcji i przestrzeni dachowych założeń zabytkowych w świetle wykorzystania do nowych funkcji—na przykładzie dworu Sarny	[93]	Połączenie na jaskółczy ogon
2016	Mleczek, Kłosowski	Polska	Numerical analysis of the carpentry joints applied in the traditional wooden structures	[95]	Połączenia w narożach, analizy numeryczne
2016	Poletti, Vasconcelos, Branco, Koukouviki	Portugalia	Performance evaluation of traditional timber joints under cyclic loading and their influence on the seismic response of timber frame structures	[124]	Obciążenie dynamiczne
2016	Šobra, Avez, Aktaş., de Rijk, Burawska, Branco	Czechy, Portugalia	Load-bearing capacity of traditional dovetail carpentry joints with and without dowels: comparison of experimental and analytical results	[150]	Połączenie na jaskółczy ogon, kołkowane i niekołkowane
2016	Yeomans	Wielka Brytania	How structures work: design and behaviour from bridges to buildings	[169]	Praca statyczna różnych połączeń, np. kołkowanych
2017	Jeong, Song	Korea	Evaluation of Structural Properties of Dovetail Connections under Tensile Load Using Three Methods of Data Analysis	[60]	Połączenia na jaskółczy ogon; połączenia rozciągane
2017	Milch, Tippner, Brabec, Sebera, Kunecký, Kloiber, Hasníková	Czechy	Experimental testing and theoretical prediction of traditional dowel-type connections in tension parallel to grain	[91]	Połączenia kołkowane

2017	Verbist, Branco, Poletti, Descamps, Lourenço	Portugalia, Belgia	Single Step Joint: overview of European standardized approaches and experimentations	[165]	Połączenia wrębowe
2018	Fajman, Máca	Czechy	Stiffness of scarf joints with dowels	[36]	Połączenia stykowe z kołkami
2018	Fajman, Máca	Czechy	The effect of inclination of scarf joints with four pins	[37]	Połączenia stykowe z kołkami
2018	Kłosowski, Lubowiecka, Pestka, Szepietowska	Polska	Historical carpentry corner log joints—Numerical analysis within stochastic framework	[67]	Połączenia w narożach, analizy numeryczne
2018	Kunecký, Hasníková, Kloiber, Milch, Sebera, Tippner	Czechy	Structural assessment of a lapped scarf joint applied to historical timber constructions in central Europe	[74]	Połączenia podłużne na nakładkę ze skosem
2018	Pestka, Szepietowska, Kłosowski, Krajewski, Lubowiecka	Polska	Numerical modelling and experimentation of historical carpentry corner log joints	[115]	Połączenia w narożach, analizy numeryczne
2019	Ceraldi, Costa, Lippiello	Włochy	Stop-Splayed Scarf-Joint Reinforcement with Timber Pegs Behaviour.	[22]	Połączenie na zamek na znak pioruna , rozciągane
2019	Drdácký, Urushadze	Czechy	Retrofitting of Imperfect Halved Dovetail Carpentry Joints for Increased Seismic Resistance	[31]	Wzmacnianie, połączenie na jaskółczy ogon
2019	Lubowiecka, Zybała, Bukal, Krajewski, Kujawa, Kłosowski	Polska	On the current state of dovetail wall-corner joints in wooden Greek Catholic churches in Polish	[83]	Połączenia w narożach, analizy numeryczne, przegląd badań

Tabela 3.5. Charakterystyka modeli badawczych historycznych ciesielskich połączeń podłużnych w elementach zginanych i rozciąganych przedstawionych w literaturze

Rok wyd., autorzy	Modele badawcze	Nośność połączenia
Połączenia zginane		
2014-2018, Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska- Kędzior, Tippner, Kloiber i in.; m.in. [7]	Połączenie na nakładkę ze skosem 	65-75% nośności belki ciągłej
2014-2018, Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska- Kędzior, Tippner, Kloiber i in.; m.in. [74], [76], [78]	Połączenie na nakładkę ze skosem 	50% nośności belki ciągłej
2014-2018, Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska- Kędzior, Tippner, Kloiber i in.; m.in. [6], [8]	Połączenie na nakładkę ze skosem pojedynczą i podwójną – tzw. zwińdłowanie 	60% nośności w porównaniu z belką ciągłą

2014-2018, Fajman, Máca i in.; [36], [37], [38], [39], [40], [154]	Połączenia stykowe podłużne na nakładkę w płaszczyźnie pionowej ze skosem z kołkami i klockami 	
2008, Hirst, Brett, Thomson, Walker, Harris; [49]	Nakładka prosta ze skosem w płaszczyźnie poziomej z dwoma kołkami, zwińdłowanie w płaszczyźnie poziomej z dwoma kołkami, zamek na „znak pioruna” z klinem i czterema kołkami oraz zwińdłowanie w płaszczyźnie pionowej z czterema kołkami 	10%, 15%, 28%, 24% nośności na zginanie w porównaniu z belką ciągłą (przy zginaniu pionowym)
2012-2015, Rug i in.; [135], [136]	Model belki złożonej łączonej na „znak pioruna” 	ok. 57 kN
2009, Sangree, Schafer; [139], [140]	Nakładka prosta zazębiona oraz zamek na „znak pioruna” 	

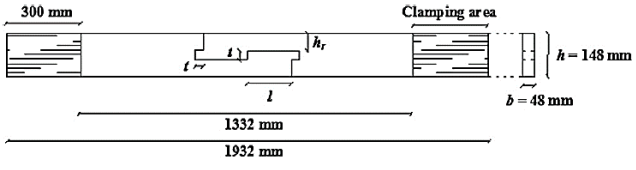
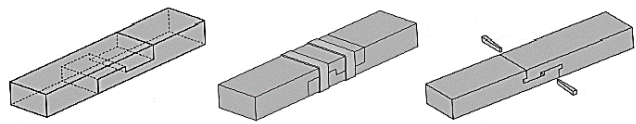
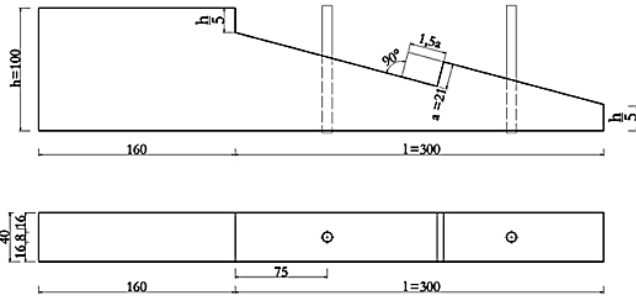
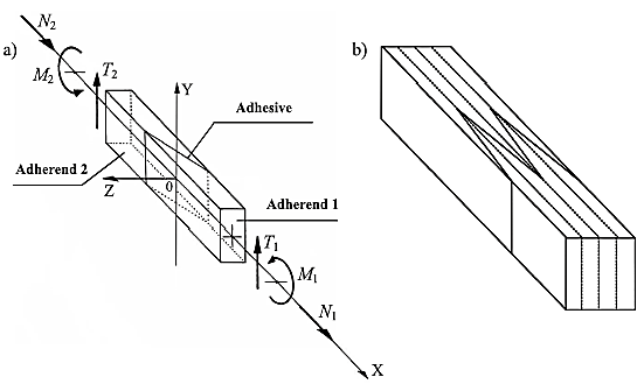
Połączenia rozciągane		
<p>2015-2016, Aira, Arriaga, Íñiguez- González, Guaita; [1], [2]</p>	<p>Połączenie podłużne na zamek</p> 	<p>Maks. siła rozciągająca znacząco niższa niż dla elementu bez złącza</p>
<p>2012, Aira, Arriaga, Íñiguez- González, Guaita, Esteban; [4]</p>	<p>Połączenie podłużne na zamek z obejmą stalową lub klinami drewnianymi</p> 	
<p>2019, Ceraldi, Costa, Lippiello; [22]</p>	<p>Połączenie na zamek na „znak pioruna” z kołkami drewnianymi lub trzpieniami stalowymi</p> 	
Połączenia klejone		
<p>2014-2015, Rapp i in.; [125], [126], [127]</p>	<p>Podłużne połączenia klejone</p> 	

Tabela 3.6. Podstawowe wnioski z badań historycznych ciesielskich połączeń podłużnych w elementach zginanych i rozciąganych przedstawionych w literaturze

Rok wyd., autorzy	Główne wnioski
Połączenia zginane	
2014-2018, Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska-Kędzior, Tippner, Kloiber i in.; m.in. [7]	Najbardziej korzystne rozwiązanie pod względem nośności, sztywności i wykonawstwa dla belek o dł. 6 m stanowi połączenie na nakładkę skośną w płaszczyźnie pionowej o długości 1.38 m i zlokalizowane w odległości 1/5 długości całej belki od podpory z trzema drewnianymi trzpieniami.
2014-2018, Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska-Kędzior, Tippner, Kloiber i in.; m.in. [74], [76], [78]	Największy wpływ na sztywność złącza ma kąt powierzchni nachylonej. Mniejszy wpływ na wynik mają lokalizacja trzpienia oraz jego wymiary.
2014-2018, Kunecký, Sebera, Hasníková, Arciszewska-Kędzior, Tippner, Kloiber i in.; m.in. [6], [8]	Dla elementów zginanych i ściskanych (np. krokwi) lepszym rozwiązaniem jest nakładka o kącie nachylenia 60°, zaś dla elementów zginanych i rozciąganych (np. belek wiązarowych) lepszym rozwiązaniem jest nakładka o kącie nachylenia 45°.
2014-2018, Fajman, Máca i in.; [36], [37], [38], [39], [40], [154]	W większości przypadków dla elementów z opisywanymi połączeniami podłużnymi decydującym okazuje się być stan graniczny użyteczności. Złącza z dwoma i czterema kołkami wydają się zachowywać tak samo.
2008, Hirst, Brett, Thomson, Walker, Harris; [49]	Największą sztywność zaobserwowano w przypadku połączenia na zwińdowanie w płaszczyźnie poziomej oraz zamka na „znak pioruna” przy zginaniu pionowym.
2012-2015, Rug i in.; [135], [136]	Nośność belek złożonych może być wyliczona pod warunkiem znajomości wartości modułu podatności złącza.
2009, Sangree, Schafer; [139], [140]	Sztywność złączy jest niska w porównaniu ze sztywnością odpowiadającą elementowi ciągłemu.
Połączenia rozciągane	
2015-2016, Aira, Arriaga, Íñiguez-González, Guaita; [1], [2]	Maks. siła rozciągająca była warunkowana powstawaniem rys i była znacząco niższa niż wartość maksymalna dla elementu bez złącza. Zaobserwowane schematy zniszczenia: ściskanie wzdłuż włókien w obrębie wrębu, ścięcie wzdłuż włókien na krawędzi złącza oraz pęknięcie osłabionego przekroju poprzecznego.
2012, Aira, Arriaga, Íñiguez-González, Guaita, Esteban; [4]	Zaproponowane metody wzmocnienia (stalowe obejmy lub kliny drewniane) okazują się równie skuteczne w przypadku badanego połączenia podłużnego na zamek.
2019, Ceraldi, Costa, Lippiello; [22]	Zaobserwowano wzrost sztywności o 41% dla połączenia z kołkami i o 52% dla połączenia z trzpieniami stalowymi.

Połączenia klejone	
2014-2015, Rapp i in.; [125], [126], [127]	Połączenie klejowe o niskiej podatności między dwoma elementami z tego samego materiału i tej samej grubości, może przenosić siły w taki sam lub podobny sposób, jak element ciągły.

3.6. Wybrane metody badania drewna

3.6.1. Metody nieniszczące

Badania materiałowe drewna podzielić można na trzy zasadnicze grupy: badania niszczące (DT), badania quasi-nieniszczące (SDT) [159] oraz badania nieniszczące (NDT) [130]. Dwie ostatnie charakteryzują się tym, że nie mają żadnego lub mają bardzo niewielki wpływ na właściwości badanej próbki, co odróżnia je od badań niszczących. Badania te pozwalają na określenie parametrów elementu drewnianego bez obniżania jego wartości. Dodatkowo, znacząca jest także mobilność stosowanych urządzeń badawczych, co pozwala na wykonywanie prób in situ na obiekcie [27], gdy nie ma możliwości pobrania próbki do badań w laboratorium (np. w przypadku obiektów zabytkowych).

W [66] autorzy, współpracując z grupą badaczy z Europy, USA i Japonii, dokonali przeglądu metod i urządzeń badawczych do uzyskiwania parametrów drewna. Dane te niezbędne są inżynierom i konserwatorom do projektowania i wykonywania wzmocnień, napraw czy remontów w obiektach zabytkowych. Metody NDT i SDT pozwalają na szacowanie parametrów i ocenę stanu technicznego konstrukcji i jej elementów w znacznie większym stopniu niż jedynie ocena wizualna, która skądinąd powinna być stosowana jako pierwszy krok przy oględzinach i inspekcji obiektów. Dzięki metodom SDT możliwe jest uzyskanie danych dotyczących procesów zachodzących w materiale, np. efekt starzenia się drewna, który wpływa na obniżenie parametrów mechanicznych [84].

W celu uzyskania szczegółowych danych dotyczących wartości parametrów fizycznych i mechanicznych drewna powinny być stosowane metody nieniszczące wraz z niszczącymi [29]. Korelacja wyników uzyskanych z różnych metod badawczych może zapewnić wyczerpujący zakres danych przydatnych do prowadzenia dalszych analiz statycznych elementów konstrukcyjnych bądź całych struktur budowlanych [50]. Jednakże, stosując jedynie metody nieniszczące (np. w przypadku postępowania z obiektami zabytkowymi [55]), możliwe są ocena stanu technicznego konstrukcji, uzyskanie niektórych informacji na temat właściwości materiału elementu czy danych pomocnych w projektowaniu ewentualnych wzmocnień

i napraw. Autorzy prac m.in. [27], [30] i [129] przedstawili szczegółowe wytyczne dotyczące oceny istniejących konstrukcji drewnianych.

Obecnie prowadzonych jest wiele badań NDT i SDT, mających na celu opracowanie wzajemnych zależności między wynikami pomiarów i parametrami materiałowymi [155] oraz zebranie niezbędnych danych materiałowych do prowadzenia dalszych analiz statycznych [12]. Niektóre badania nastawione są na znalezienie korelacji między wynikami z metod niszczących i nieniszczących, np. [19]. W [27] zwrócono uwagę na szczególną przydatność metod NDT do szczegółowej oceny elementów z połączeniami ciesielskimi.

Metody niszczące i quasi-niszczące można podzielić na dwie grupy: badania globalne (np. ocena wizualna, metody akustyczne) oraz badania lokalne (np. metoda oporu wiercenia) [97].

3.6.2. Metody akustyczne

Metody akustyczne, takie jak metoda ultradźwiękowa i metoda fali napięciowej, umożliwiają ocenę właściwości drewna w oparciu o analizę prędkości rozchodzenia się fali w badanym materiale. Metody te mogą być stosowane do szacowania wybranych parametrów mechanicznych materiału (m.in. modułu sprężystości), a także do detekcji wewnętrznych nieciągłości struktury materiału.

Podstawowym parametrem używanym w metodach niszczących jest prędkość propagacji fali dźwiękowej (V), którą definiuje się następująco:

$$V = \frac{L}{T}, \quad (3.6)$$

gdzie:

V – prędkość propagacji fali dźwiękowej,

L – dystans pokonywany przez wzbudzoną falę dźwiękową (między dwoma punktami pomiarowymi),

T – czas potrzebny do przebycia tego dystansu.

Znając prędkość rozchodzenia się fali oraz gęstość drewna (ρ), możliwe jest wyznaczenie dynamicznego modułu sprężystości (MOE_{dyn}), który można powiązać ze statycznym modułem sprężystości (MOE_{stat}) [64]. Dynamiczny moduł sprężystości oblicza się na podstawie wzoru:

$$MOE_{dyn} = V^2 \cdot \rho, \quad (3.7)$$

gdzie:

MOE_{dyn} – dynamiczny moduł sprężystości,

V – prędkość propagacji fali dźwiękowej,

ρ – gęstość badanego elementu.

Prędkość rozchodzenia się fali dźwiękowej silnie zależy od struktury materiału. W przypadku drewna zależy ona od kierunku włókien. Jej wartość jest kilkakrotnie wyższa wzdłuż włókien niż w poprzek włókien, zwykle trzy- do pięciokrotnie [64], [167]. Zgodnie z literaturą (m.in, [26], [80]) dla drewna bez znacznych wad struktury prędkość rozchodzenia się fali dźwiękowej wzdłuż włókien wynosi 3300-5900 m/s, a w poprzek włókien 1100-1700 m/s. Inne wartości mogą świadczyć o wewnętrznych nieciągłościach struktury materiału. Niższe wartości prędkości w poprzek włókien wynikają z wewnętrznej struktury materiału (fala napotyka po drodze więcej ścian komórkowych, przekraczanie których powoduje wzrost czasu przebycia drogi, podczas gdy w kierunku podłużnym występuje mniej barier lub w ogóle nie występują, w związku z czym prędkość jest wyższa).

Istnieje kilka urządzeń stosowanych do badań metodą akustyczną.

Urządzenie Fakopp Microsecond Timer wykorzystuje metodę fali napięciowej. W tej metodzie fala wzbudzana jest pojedynczym uderzeniem za pomocą przeznaczonego do tego młotka. Głowice urządzenia wbijane są bezpośrednio w testowaną próbkę (bez konieczności nawiercania otworów). Urządzenie mierzy czas propagacji fali pomiędzy dwoma głowicami- odbiorczą i nadawczą. Pomiar wykonany za pomocą Fakkop Microsecond Timer przebiega według poniższego schematu. W założonych punktach mocuje się głowice urządzenia, stanowiące czujniki zakończone ostrym szpikulcem przy użyciu młotka gumowego na głębokość gwarantującą ich stateczność. Oba czujniki trzeba umieścić przeciwnie na badanym kierunku (jeżeli jest to niemożliwe, dopuszczalny jest montaż czujników pod kątem ok. 45° do powierzchni elementu umożliwiający wykonanie pomiarów wzdłuż włókien). Do wzbudzenia fali akustycznej służy młotek o masie 100 g zawarty w zestawie z urządzeniem, którym uderza się w czujnik startowy, w taki sposób, aby kierunek siły uderzenia pokrywał się z kierunkiem umocowanego czujnika. Sposób ten zapewnia powstanie fali dźwiękowej o odpowiedniej długości i częstotliwości. Końcowym efektem jest pomiar czasu, w którym fala dźwiękowa pokonała dystans od czujnika startowego do czujnika końcowego.

W przypadku metody ultradźwiękowej [138] istnieją dwa sposoby wykonania pomiaru: bezpośrednio i pośrednio. Pierwszy (metoda bezpośrednia) opiera się na przekazywaniu sygnału między głowicą nadawczą a głowicą odbiorczą. Głowice umieszczone są na przeciwnych bokach badanej próbki. W drugiej metodzie (metoda pośrednia, metoda pomiaru echa) nie ma potrzeby umieszczania głowic po przeciwnych stronach, gdyż sygnał rejestrowany jest jako odbity, co pozwala zwiększyć zakres stosowania metody z uwagi na konieczność zapewnienia dostępu jedynie z jednej strony badanego elementu (przydatne np. w przypadku badania obiektów zabytkowych na miejscu). Do badań metodą ultradźwiękową służą m.in. urządzenia Sylvatest Trio oraz Fakopp Ultrasonic Timer. Umożliwiają pomiar czasu potrzebnego do przejścia fali ultradźwiękowej między głowicami nadawczo-odbiorczymi przyłożonymi do badanej próbki, a urządzenie Sylvatest Trio dodatkowo pomiar energii tej fali.

Badanie za pomocą urządzenia Sylvatest Trio należy rozpocząć od uprzedniego przygotowania próbki, aby uzyskać możliwie dokładne wyniki, na które nie będą w znaczącym stopniu wpływać warunki zewnętrzne. W tym celu należy wywiercić otwory w miejscach założonych punktów pomiaru (otwory o średnicy ok. 5 mm, na głębokość ok. 10 mm), a następnie oczyścić go z powstałych wiórów. Zapewnia to możliwość umocowania głowic w przygotowanych otworach. Przeprowadzając pomiary należy pilnować, aby głowice dokładnie przylegały do materiału podczas całego badania, w przeciwnym wypadku sygnał nadawany pomiędzy czujnikami może być zgubiony lub wyniki mogą być zniekształcone. Po prawidłowym umiejscowieniu transduktorów należy uruchomić urządzenie i zainicjować falę ultradźwiękową emitowaną przez głowicę nadawczą. Urządzenie rejestruje czas przechodzenia fali od głowicy nadawczej do odbiorczej. W trakcie przeprowadzania badań należy na bieżąco analizować fragment badanego materiału (wizualnie) oraz oceniać jego stan, z uwagi na fakt, że wpływ na otrzymywane wyniki mogą mieć występujące punktowo wady, który należy uwzględnić podczas szacowania właściwości mechanicznych materiału.

Zasada działania urządzenia Fakopp Ultrasonic Timer jest podobna. W urządzeniu tym zastosowano jedynie inny rodzaj głowic, które determinują odmienne warunki i wymagania rzetelności przygotowania próbek, aby uzyskane wyniki były miarodajne. Pozwalają one na inny sposób umieszczania czujników na powierzchni zewnętrznej elementu, co w przypadku stosowania urządzenia na zmontowanej konstrukcji może okazać się bardziej praktyczne. Badanie za pomocą urządzenia może być realizowane w maksymalnej odległości jedynie 1100 mm pomiędzy czujnikami. Z zasady powinno być bardzo dokładne ze względu na krótkie

długości fal, które mogą wykryć bardzo wczesne stadia rozkładu drewna. Przed przeprowadzeniem badania wskazany jest przeszlifowanie miejsc (w celu zapewnienia ścisłego kontaktu pomiędzy głowicą a powierzchnią drewna), w których planuje się wykonywać pomiary w związku z dużą czułością głowic w tym zakresie, w przeciwnym wypadku otrzymane wyniki mogą być niemiarodajne. Podczas badania, aby zapewnić lepsze rozchodzenie się emitowanych fal, wymagane jest każdorazowo rozproszanie po powierzchni czujników specjalnego żelu, dzięki któremu płaska powierzchnia głowicy całościowo przylega do powierzchni próbki.

Należy mieć na uwadze, że ze względu na dużą czułość urządzeń w metodzie ultradźwiękowej na wyniki z badań mogą wpływać inne fale wzbudzone w pobliżu miejsca badania. Także wilgotność materiału i naprężenia wewnętrzne mogą powodować znaczne zmiany wyników. W celu uzyskania wyczerpujących wyników w obu metodach zalecane jest przeprowadzenie dużej liczby pomiarów w różnych punktach i kierunkach.

Jak już wspomniano, w wielu badaniach bazujących na metodach akustycznych podjęto próby oceny ich efektywności oraz znalezienia korelacji między fizycznymi i mechanicznymi właściwościami drewna a parametrami uzyskanymi z pomiarów (m.in. w [35], [45], [50], [51], [80], [82], [100]). Prowadzone były analizy porównawcze skuteczności urządzeń badawczych Fakopp Microsecond Timer oraz Sylvatest Trio. Potwierdziły one skuteczność obu urządzeń z dobrymi rezultatami [35], [51] oraz potwierdziły występowanie korelacji pomiędzy wartością dynamicznego modułu sprężystości (MOE_{dyn}) a wartością modułu sprężystości (MOE_{stat}) [100].

3.6.3. Metoda oporu wiercenia

Jedną z metod quasi-nieniszczących (SDT) jest metoda oporu wiercenia, zwana również potocznie od nazwy urządzenia metodą rezystograficzną (nazwa Rezystograf jest zastrzeżona przez firmę RinnTech) [132]. Po badaniu w materiale próbki pozostaje niewielki odwiert o średnicy nieprzekraczającej 3 mm (nie większy niż otwory wylotowe szkodników), co nie pogarsza właściwości elementu, w związku z czym można uznać badanie za quasi-nieniszczące [159].

Opory wiercenia związane są ściśle ze strukturą słoików przyrostu rocznego drzewa [167], z różnicą gęstości stref drewna wczesnego i późnego [131] oraz ze zmianami gęstości drewna powodowanymi m.in. destrukcją biologiczną czy kątem wiercenia [42]. Badanie pozwala na detekcję nieciągłości struktury, uszkodzeń, sęków i innych wad, a także na szacowanie wartości gęstości i wytrzymałości materiału [131]. Zastosowanie tej metody umożliwia ocenę

struktury w elementach drewnianych bez znacznego naruszania ich właściwości użytkowych, co jest szczególnie ważne w przypadku badań na obiektach zabytkowych (poruszono m.in. w [15], [53], [80]).

Do badania służy urządzenie, które mierzy opory wiercenia za pomocą obracającego się ze stałą prędkością ok. 1500 obrotów na minutę wiertła o średnicy od 1.5 do 3 mm i długości ok. 300 do 500 mm. Urządzenie może rejestrować wyniki co 0.1 mm i przedstawia je jako wykresy zależności oporu wiercenia od głębokości wiercenia. Piki na wykresie odpowiadają wysokiemu oporowi, czyli dużej gęstości materiału, a spadki niskiemu oporowi, czyli małej gęstości materiału. Z kolei płaskie linie na wykresie pokazują miejsca, gdzie materiał nie wykazuje żadnego oporu wiercenia, czyli uległ całkowitemu rozkładowi. Podczas wiercenia w strefie wejściowej i strefie wyjściowej pomiar może ulec zakłóceniu, w związku z czym w tych strefach wykres ma najczęściej charakter krzywej płynnie rosnącej lub opadającej.

Wykresy przedstawiające zależności względnego oporu (RA) od głębokości wiercenia (H) umożliwiają ocenę parametrów drewna przez korelację średniej wartości parametru *Resistance Measure* (RM) z gęstością, wytrzymałością oraz modułem sprężystości drewna [42]. Wartość parametru *Resistance Measure* (RM) można obliczyć na podstawie wzoru:

$$RM = \frac{\int_0^H RA \cdot dh}{H}, \quad (3.3)$$

gdzie:

RM – parametr *Resistance Measure*,

$\int_0^H RA \cdot dh$ – pole pod wykresem oporu wiercenia,

H – głębokość wiercenia.

Podejmowano próby korelacji wyników badań metodą oporu wiercenia z wynikami badań wytrzymałościowych w celu szacowania parametrów mechanicznych drewna (m.in. w [15], [99]). Próby korelacji wartości *Resistance Measure* (RM) dokonywane były dla różnych parametrów materiałowych (gęstość, moduł sprężystości wzdłuż włókien, moduł sprężystości w poprzek włókien, wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien, wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien, wytrzymałość na zginanie), dla różnych gatunków drewna, dla drewna nowego i starego. Wyniki niektórych uznane były za zadowalające, przy uzyskiwanych współczynnikach determinacji na poziomie 0.78 (dla wytrzymałości na ściskanie w poprzek włókien) czy 0.67 (dla modułu sprężystości) w [82],

czy też na poziomie 0.64 (dla modułu sprężystości oraz wytrzymałości na ściskanie wzdłuż włókien) w [42]. Dla gęstości uzyskiwano jeszcze wyższe współczynniki determinacji, np. 0.71 w [42]. Jednak niektórzy badacze (m.in. w [100], [116], [156]) nie uzyskali zadowalających wyników i ocenili metodę oporu wiercenia jako metodą jakościową. W związku z powyższym należy wyniki tej metody traktować nie jako ocenę ilościową, a raczej jako ocenę jakościową. Badania rezystograficzne mogą stanowić zatem dopełnienie innych badań lub być punktem wyjścia podczas wstępnej kontroli oraz służyć lokalizacji zniszczeń wewnątrz przekrojów elementów drewnianych.

3.7. Podsumowanie, wnioski

Reasumując, na podstawie dokonanego rozpoznania literaturowego w odniesieniu do dotychczas przeprowadzonych badań dotyczących pracy statycznej połączeń ciesielskich, można stwierdzić, że wiedza na ich temat jest obecnie coraz większa, jednak wciąż dość nieuporządkowana. Istnieje wiele analiz czy opisów dotyczących złączy ciesielskich, zarówno historycznych, jak i współczesnych. Badania na temat niektórych połączeń są jednak niekompletne i wybiórcze, na temat innych w zupełnie niewystarczającym zakresie.

Brak jest w literaturze szczegółowych opisów dotyczących połączeń w elementach zginanych, występujących powszechnie w konstrukcjach więźb dachowych i stropów w drewnianych obiektach zabytkowych. Jeżeli chodzi o połączenia zginane, to nie ma praktycznie badań (poza nielicznymi przypadkami) na temat kształtowania w przeszłości geometrii połączeń i wpływu ich geometrii na ich zachowanie statyczne. Widoczne są duże różnice w uzyskiwanych wartościach nośności czy sztywności badanych połączeń w elementach zginanych, wynikające przede wszystkim z geometrii połączenia (m.in. jego długości, wymiarów, kątów nachylenia przy powierzchniach ukośnych itd.), a także jego lokalizacji w elemencie, zastosowanych dodatkowych elementach wzmacniających, takich jak drewniane kołki, kliny, metalowe trzpienie czy innego typu wzmocnienia. Potwierdza to, jak ważne jest kształtowanie prawidłowej geometrii przy wykonywaniu nowych, odtwarzaniu starych lub wzmacnianiu istniejących połączeń ciesielskich.

Część z przedstawionych programów dotyczy połączeń stykowych poddanych obciążeniom rozciągającym, jednak wnioski z tych analiz mogą być również interesujące z punktu widzenia połączeń w elementach zginanych.

Jednym z ciekawszych przykładów połączenia podłużnego w elementach drewnianych wydaje się być połączenie na „znak pioruna” znane w czasach starożytnych, powszechnie

stosowane w okresie włoskiego renesansu (choćby przez takich mistrzów, jak Leonardo da Vinci czy Leon Battista Alberti). Połączenie to, jak pokazują przykłady, przy zastosowaniu odpowiedniego wzmocnienia (czy to w postaci trzpieni, klocków, czy stalowych obejm), jest w stanie przetransmitować obciążenia rozciągające oraz zginające. Może zostać wykorzystane przy dokonywaniu prac konserwatorskich czy remontowych w obiektach zabytkowych.

W zestawieniu dotychczasowych badań zauważalna jest także niedostateczna ilość czy jakość badań opisujących zachowanie jednego z najczęściej występujących połączeń ciesielskich – połączenia na jaskółczy ogon, występującego np. między krokwią a jętką w konstrukcjach historycznych więźb dachowych.

Należy zwrócić uwagę na fakt, że praktycznie każdy z cytowanych badaczy, zajmujących się analizą zachowania statycznego połączeń ciesielskich, podkreśla potrzebę kontynuacji i poszerzenia badań w tym temacie. Większość naukowców uznaje dotychczasowe prace za niekompletne i niedostateczne do prawidłowego i dokładnego zrozumienia zachowania statycznego analizowanych połączeń. Wyniki dotychczasowych badań można uznać za niewystarczające do właściwego i pełnego opisu zachowania statycznego połączeń oraz w kolejnym kroku do zaprojektowania, korzystnych i akceptowalnych z punktu widzenia konserwacji zabytków, metod ich wzmocnienia. Nie ma w obecnie obowiązujących normach krajowych i zagranicznych jasnych reguł dotyczących kształtowania czy wzmocnienia omawianych złączy. Wiedza na ten temat wciąż jeszcze nie jest kompletna i wymaga uzupełnienia i usystematyzowania.

Jako wniosek końcowy wskazać należy widoczną potrzebę prowadzenia dalszych badań prowadzących do uzyskania dokładnego obrazu zachowania statycznego połączeń w elementach zginanych, szczególnie połączeń na „znak pioruna”, a także połączeń rozciąganych na jaskółczy ogon.

4. BADANIA I ANALIZY WŁASNE

4.1. Badania materiałowe

Badania materiałowe miały na celu określenie niektórych parametrów fizycznych i mechanicznych drewna badanych elementów. W ramach badań materiałowych przeprowadzono oznaczenia następujących parametrów:

- wilgotność,
- gęstość,
- wytrzymałość na zginanie statyczne,
- moduł sprężystości przy zginaniu oraz
- badania nieniszczące uzupełniające – metodami akustycznymi oraz za pomocą metody oporu wiercenia.

Zgodnie z [122] badania parametrów wytrzymałościowych drewna powinno się przeprowadzać na elementach o odpowiednich wymiarach (dla zginania i rozciągania wzdłuż włókien długość powinna być co najmniej 30 razy większa niż wymiar poprzeczny lub min. 3.60 m, gdzie referencyjny wymiar przekroju poprzecznego to 150 mm). Przy dużej liczbie próby uzyskane wyniki można uznać za miarodajne. Badania na elementach pełnowymiarowych wiążą się z jednak wysokimi kosztami, w związku z czym oszacowanie modułu sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu (globalny moduł sprężystości przy zginaniu statycznym) oraz wytrzymałości na zginanie zostały wykonane na małych próbkach bez wad w oparciu o procedury przedstawione w normach ([121], [122], [123]), a następnie uzyskane wyniki zmodyfikowano za pomocą odpowiednich współczynników korekcyjnych podanych w literaturze (np. [32]). Dodatkowo, dla porównania obliczono wartość modułu sprężystości przy zginaniu na podstawie wyników z badań dla trzech elementów pełnowymiarowych. Ogólne opisy procedur badawczych dla drewna podane są w literaturze, m.in. [70], [73] oraz normach, tj. [121], [122], [123].

4.1.1. Badanie wilgotności i oznaczenie gęstości drewna

Wilgotność drewna w trakcie badań określono za pomocą wilgotnościomierza rezystancyjnego (urządzenie FMW moisture meter), dokonując pomiarów w kilku miejscach dla każdego badanego elementu (rys. 4.1).



Rys. 4.1. Badanie wilgotności za pomocą urządzenia FMW moisture meter

Oznaczenie gęstości drewna przeprowadzono na podstawie procedury normowej [122] na małych próbkach bez wad. Gęstość drewna można ustalać poprzez pomiar masy i objętości małych próbek bez wad. Masę próbki zmierzono za pomocą wagi laboratoryjnej z dokładnością do 0.1 g, a wymiary próbki za pomocą suwmiarki elektronicznej z dokładnością do 0.1 mm. Przewidziana poprawka redukująca dla takich próbek w przypadku drewna iglastego (ang. *softwood*) wynosi 1.05. Wg zaleceń normowych konieczne jest także wprowadzenie poprawki ze względu na wilgotność w próbkach, gdy jest ona inna niż przewidziana normą – 12%. Gęstość należy wyliczyć ze wzoru:

$$\rho = \rho(u) \cdot [1 - 0.005 \cdot (u_{rzecz} - u_{ref})], \quad (4.1)$$

gdzie:

ρ – gęstość,

$\rho(u)$ – gęstość w zależności od poziomu wilgotności,

u_{rzecz} – zmierzony poziom wilgotności w momencie badania ($8\% \leq u_{rzecz} \leq 18\%$),

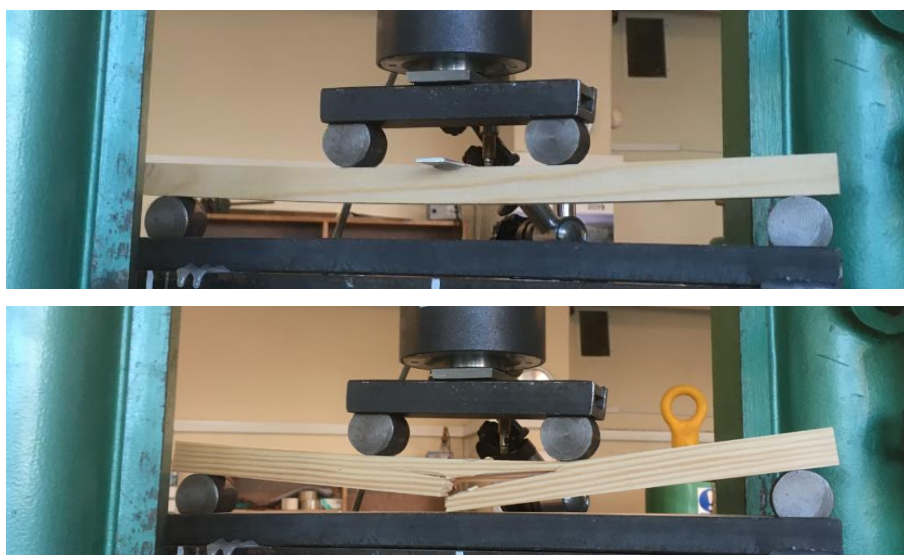
u_{ref} – referencyjny poziom wilgotności ($u_{ref} = 12\%$).



Rys. 4.2. Pomiar wymiarów i masy próbki do wyznaczenia gęstości drewna

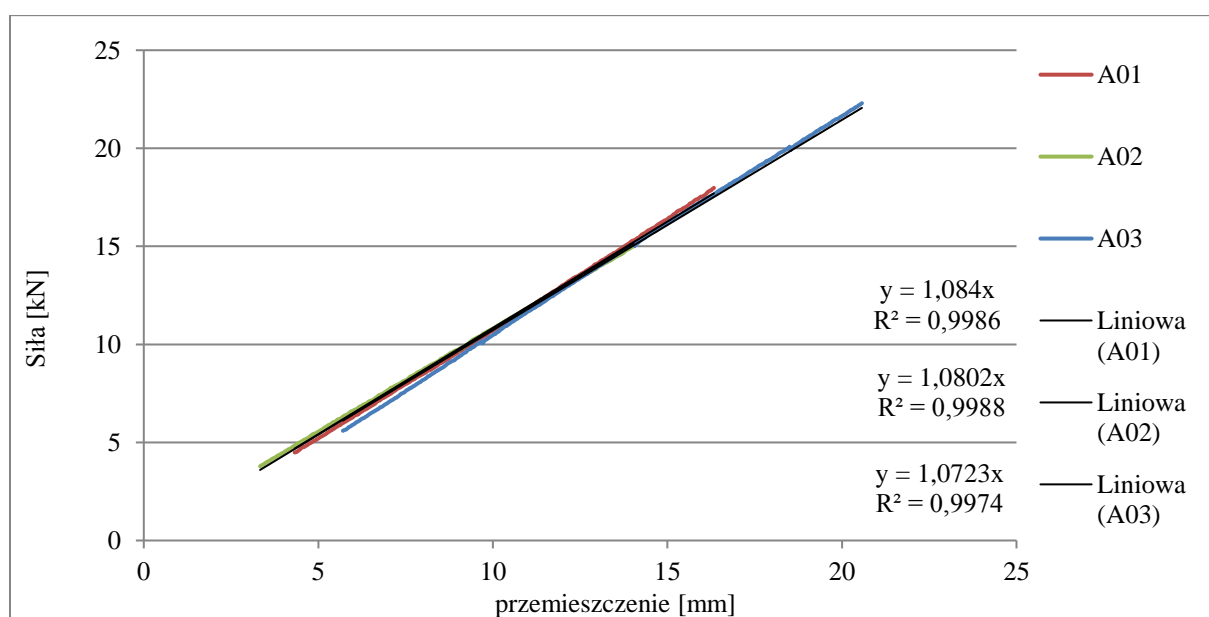
4.1.2. Oznaczenie modułu sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym oraz wytrzymałości drewna na zginanie

Moduł sprężystości drewna wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym oraz wytrzymałość drewna na zginanie wyznaczono, przeprowadzając badania czteropunktowego zginania zgodnie z procedurą normową [123] (opisano w rozdziale 4.2). Moduł sprężystości został wyznaczony poprzez pomiar ugięć przy zadanym obciążeniu. Do badań użyto 30 małych próbek bez wad o wymiarach przekroju poprzecznego 20 x 20 mm i długości 400 mm (rys. 4.3).



Rys. 4.3. Oznaczenie modułu sprężystości oraz wytrzymałości na zginanie drewna w badaniu zginania czteropunktowego na małych próbkach bez wad

Poza tym, oszacowano wartość modułu sprężystości dla trzech elementów pełnowymiarowych (belki o wymiarach przekroju poprzecznego 120 x 180 mm i długości 3.6 m) w celu porównania wyników. Zgodnie z wytycznymi obciążenie maksymalne przyjmowane do analizy nie powinno przekraczać 40% wartości średniego obciążenia niszczącego dla badanych elementów. Do analizy wykorzystano linie trendu (regresji), wyznaczone na podstawie trzech ścieżek równowagi statycznej 3 badanych pełnowymiarowych belek świadkowych (3.6 m długości, przekrój poprzeczny 12 x 18 cm) w zakresie $0.1 F_{max}$ do $0.4 F_{max}$. Współczynnik determinacji R^2 tych odcinków wykresów wynosił co najmniej 0.99. Wykresy pokazano na rys. 4.4.



Rys. 4.4. Wykresy „siła – przemieszczenie” dla belek świadkowych w zakresie $0.1 F_{max}$ – $0.4 F_{max}$

Wartość globalnego modułu sprężystości przy zginaniu wylicza się za wzoru:

$$E_{m,g} = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3 \cdot \left(2 \frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh}\right)}, \quad (4.2)$$

gdzie:

$E_{m,g}$ – globalny moduł sprężystości przy zginaniu,

a – dystans między miejscem przyłożenia siły a najbliższą podporą w teście zginania,

b, h – wymiary przekroju poprzecznego,

l – rozpiętość między podporami,

$F_2 - F_1$ – przyrost siły (wg linii trendu przy współczynniku $R^2 \geq 0.99$),

$w_2 - w_1$ – przyrost ugięcia odpowiadający przyrostowi sił $F_2 - F_1$,

G – moduł odkształcenia postaciowego (można przyjąć jako nieskończoność).

Do wyznaczenia wartości modułu sprężystości E_0 na podstawie wartości globalnego modułu sprężystości dla gatunków iglastych proponuje się wzór [122]:

$$E_0 = E_{m,global}(u_{ref}) \cdot 1.3 - 2690. \quad (4.3)$$

Wg [122] przewidziano współczynniki korygujące otrzymane wyniki ze względu na:

- poziom wilgotności,
- wymiary przekroju i długość próbek.

Moduł sprężystości należy wyliczyć ze wzoru:

$$E_0 = E_0(u) \cdot [1 + 0.01 \cdot (u_{rzecz} - u_{ref})], \quad (4.4)$$

gdzie:

E_0 – moduł sprężystości wzdłuż włókien,

$E_0(u)$ – moduł sprężystości wzdłuż włókien w zależności od poziomu wilgotności,

u_{rzecz} – zmierzony poziom wilgotności w momencie badania ($8\% \leq u_{rzecz} \leq 18\%$),

u_{ref} – referencyjny poziom wilgotności ($u_{ref} = 12\%$).

Wytrzymałość drewna na zginanie wyznaczono, rejestrując wartości sił niszczących próbki. Do badań użyto małych próbek bez wad o wymiarach przekroju poprzecznego 20 x 20 mm i długości 400 mm (rys. 4.3). Dodatkowo, obliczono wartość wytrzymałości na zginanie dla trzech elementów pełnowymiarowych (belki o wymiarach przekroju poprzecznego 120 x 180 mm i długości 3.6 m) w celu porównania wyników. Wartość wytrzymałości na zginanie wylicza się za wzoru:

$$f_m = \frac{3F_{max}a}{bh^2}, \quad (4.5)$$

gdzie:

f_m – wytrzymałości na zginanie,

a – dystans między miejscem przyłożenia siły a najbliższą podporą w teście zginania,

b, h – wymiary przekroju poprzecznego,

F_{max} – siła maksymalna – niszcząca.

Dla wyników uzyskanych z badań wykonanych na małych próbkach bez wad zastosowano współczynnik jednorodności materiałowej (k_j) wg [32], będący iloczynem współczynnika uwzględniającego wpływ wad materiałowych na obniżenie wytrzymałości (k_{wad}) oraz współczynnika uwzględniającego wpływ geometrycznego kształtu przekroju (k_{rozm}), zgodnie ze wzorem:

$$k_j = k_{wad} \cdot k_{rozm} \quad (4.6)$$

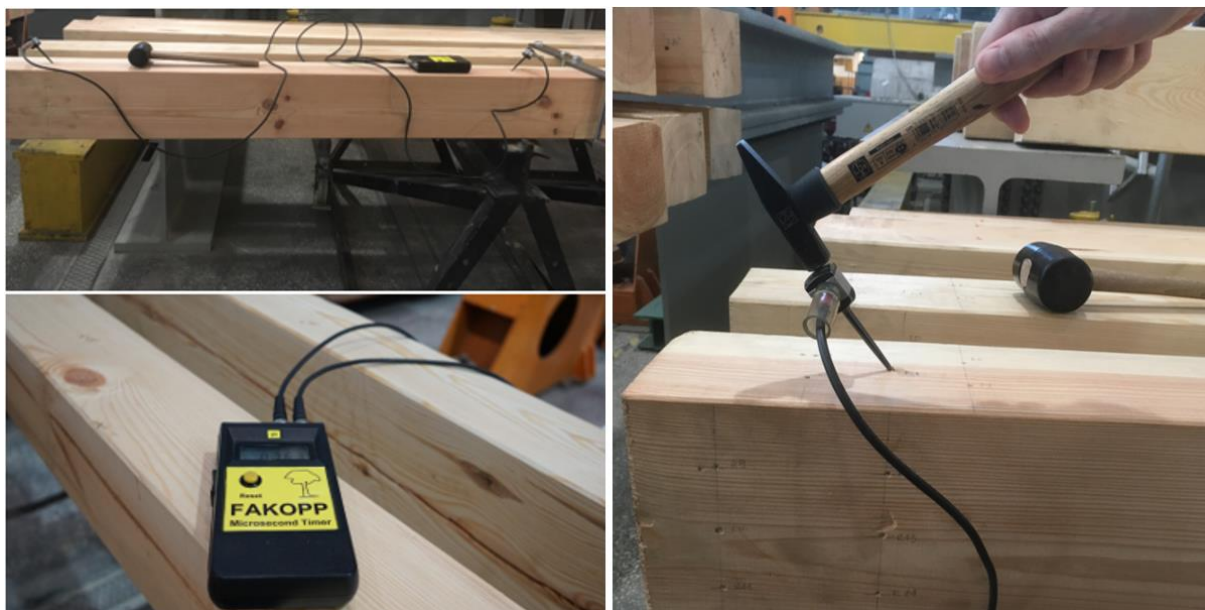
Wartości tych współczynników przyjęto wg [32].

4.1.3. Badania nieniszczące – metody akustyczne i metoda oporu wiercenia

Jako rozszerzenie podstawowych badań materiałowych na wybranych elementach przeprowadzono serię badań nieniszczących (opis metod w rozdziale 3.7): badania metodami akustycznymi i badania metodą oporu wiercenia (badania rezystograficzne).

W badaniach za pomocą metod akustycznych (z wykorzystaniem urządzeń Fakopp Microsecond Timer, Fakopp Ultrasonic Timer oraz Sylvatest Trio) zmierzono prędkość rozchodzenia się fali w materiale i na tej podstawie wyznaczono dynamiczny moduł sprężystości, który można powiązać ze statycznym modułem sprężystości. Pomiar przeprowadzono dla wybranych elementów w wybranych przekrojach i odcinkach, w celu oszacowania i weryfikacji parametrów materiałowych drewna. Na rys. 4.5 – 4.7 przedstawiono urządzenia pomiarowe podczas przeprowadzonych badań metodami akustycznymi.

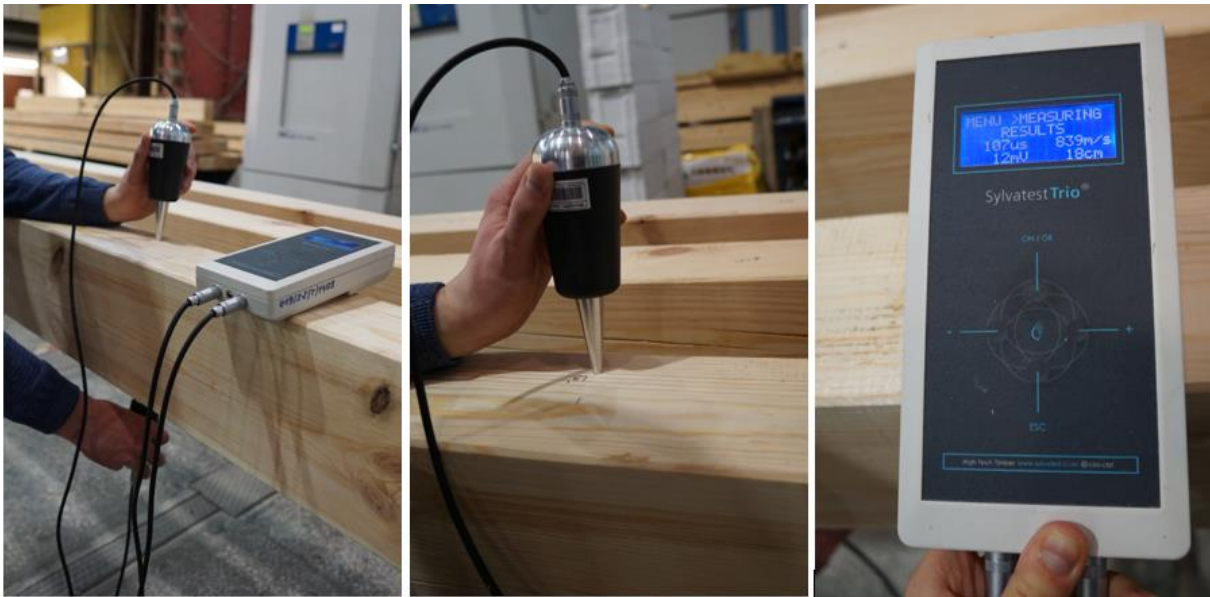
W badaniach rezystograficznych z wykorzystaniem metody oporu wiercenia wykonano serię odwiertów w testowanych elementach przy pomocy urządzenia IML RESI PD-400S. Na rys. 4.8 przedstawiono urządzenie oraz otwory w elemencie po badaniu.



Rys. 4.5. Badania nieniszczące za pomocą urządzenia Fakopp Microsecond Timer



Rys. 4.6. Badania nieniszczące za pomocą urządzenia Fakopp Ultrasonic Timer



Rys. 4.7. Badania nieniszczące za pomocą urządzenia Sylvatest Trio

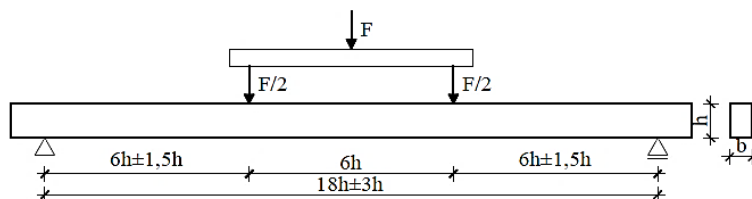


Rys. 4.8. Badania rezystograficzne za pomocą urządzenia RESI

4.2. Badania zginania czteropunktowego

Badania zginania czteropunktowego przeprowadza się zgodnie z procedurą opisaną w [123]. Badanie polega na przyłożeniu siły obciążającej symetrycznie w dwóch punktach tak, że możliwe jest uzyskanie czystego zginania na środkowym odcinku elementu. Schemat badania zgodnie z [123] przedstawiono na rys. 4.9.

Badanie zginania czteropunktowego wg PN-EN 408



Rys. 4.9. Schemat badania zginania czteropunktowego wg procedury normowej [123]

Badania przeprowadzono w Akredytowanym Laboratorium Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, przy użyciu maszyn wytrzymałościowych z oprogramowaniem (siłowniki hydrauliczne sterowane elektronicznie – Instron 500, komputerowa rejestracja wyników – system pomiarowy MGC plus firmy Hottinger Baldwin Messtechnik). Zastosowane w badaniach urządzenia pomiarowe były skalibrowane w co najmniej 1. klasie dokładności.

Przedmiotem badań były połączenia ciesielskie w drewnianych elementach zginanych. Do badań przygotowano belki w skali technicznej o długości 3.6 m i wymiarach przekroju poprzecznego 12 x 18 cm. Zbadano 9 serii po 3 belki (łącznie 27 modeli) z różnymi typami połączeń. Pierwsza seria (seria A) były to belki ciągłe stanowiące modele referencyjne (belki świadkowe). Kolejne serie zawierały belki łączone na długości o różnej geometrii połączeń. W tabeli 4.1 przedstawiono zestawienie modeli do badań zginania czteropunktowego, zaś na rysunkach 4.10 i 4.11 przedstawiono geometrię belek poszczególnych serii (A-I) i schematy połączeń.

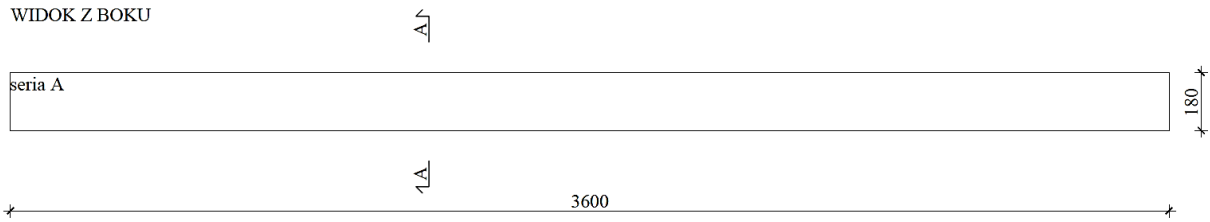
Tabela 4.1. Zestawienie modeli belek do badań

Seria	Oznaczenie	Opis
A	A01	belka ciągła (belka świadkowa)
	A02	
	A03	
B	B01	belka ze złączem na nakładkę prostą w płaszczyźnie pionowej, 4 śruby
	B02	
	B03	
C	C01	belka ze złączem na nakładkę ze ścięciem w płaszczyźnie pionowej, 4 śruby
	C02	
	C03	
D	D01	belka ze złączem na nakładkę ze ścięciem w płaszczyźnie pionowej, 2 śruby
	D02	
	D03	
E	E01	belka ze złączem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej, 2 śruby
	E02	
	E03	
F	F01	belka ze złączem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej, wkładki drewniane
	F02	
	F03	
G	G01	belka ze złączem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej, obejmy stalowe (płaskowniki + pręty)
	G02	
	G03	
H	H01	belka ze złączem na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej, 4 śruby
	H02	
	H03	
I*	I01	belka ze złączem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej, obejmy stalowe (płaskownik) – seria dodatkowa
	I02	
	I03	

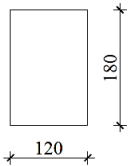
* seria dodatkowa (zamówiona w późniejszym terminie niż pozostałe serie belek)

BELKA CIĄGŁA

WIDOK Z BOKU

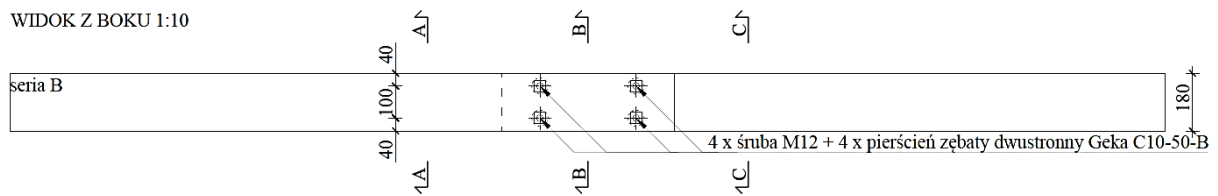


PRZEKRÓJ A-A

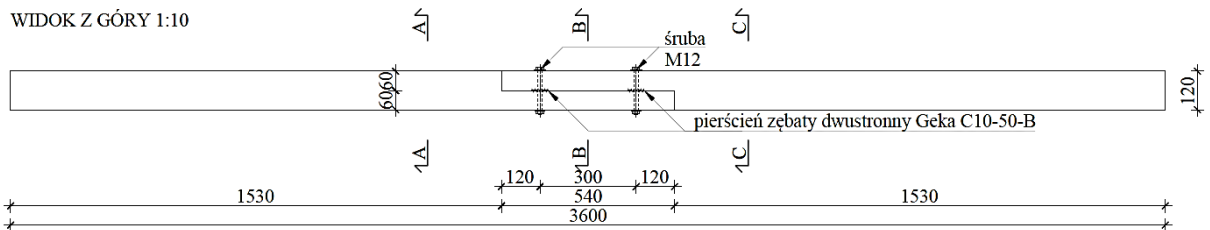


BELKA ZE ZŁĄCZEM NA NAKŁADKĘ PROSTĄ W PŁ. PIONOWEJ, 4 ŚRUBY

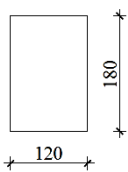
WIDOK Z BOKU 1:10



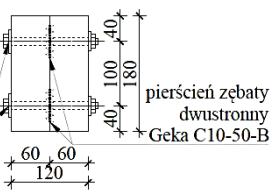
WIDOK Z GÓRY 1:10



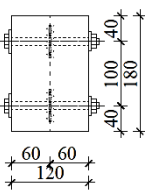
PRZEKRÓJ A-A



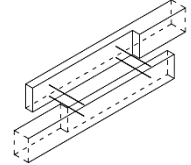
PRZEKRÓJ B-B



PRZEKRÓJ C-C

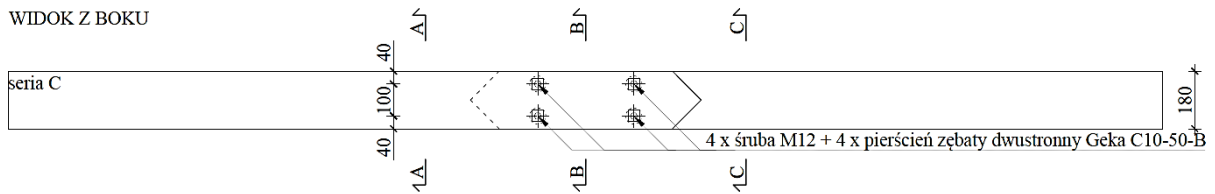


SCHEMAT POŁĄCZENIA - AKSONOMETRIA

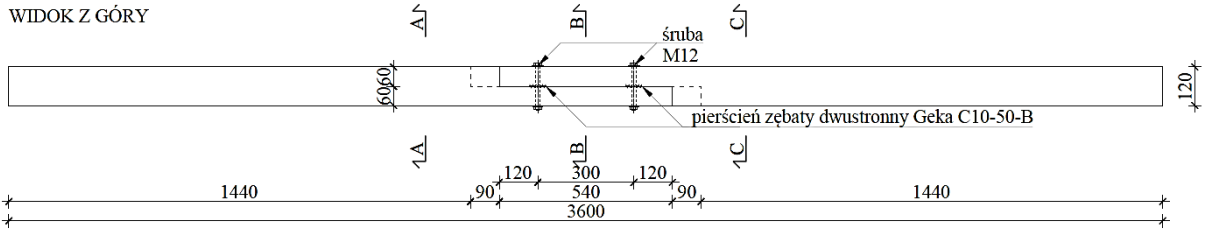


BELKA ZE ZŁĄCZEM NA NAKŁADKĘ ZE ŚCIĘCIEM W PŁ. PIONOWEJ, 4 ŚRUBY

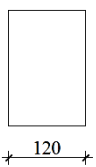
WIDOK Z BOKU



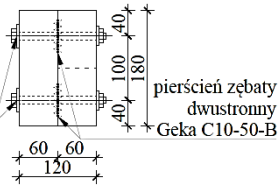
WIDOK Z GÓRY



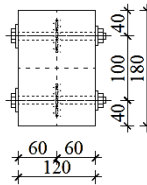
PRZEKRÓJ A-A



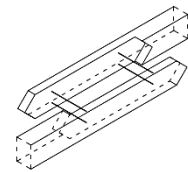
PRZEKRÓJ B-B



PRZEKRÓJ C-C

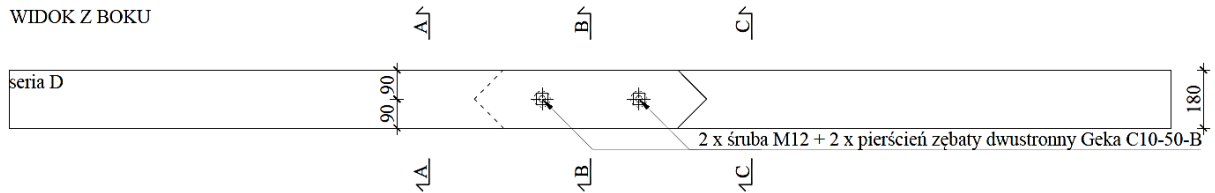


SCHEMAT POŁĄCZENIA - AKSONOMETRIA

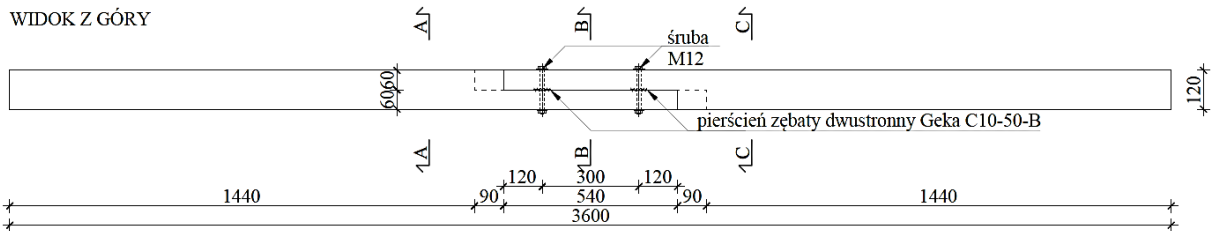


BELKA ZE ZŁĄCZEM NA NAKŁADKĘ ZE ŚCIĘCIEM W PŁ. PIONOWEJ, 2 ŚRUBY

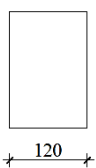
WIDOK Z BOKU



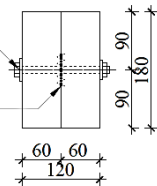
WIDOK Z GÓRY



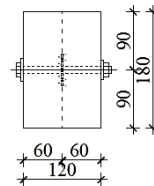
PRZEKRÓJ A-A



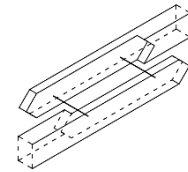
PRZEKRÓJ B-B



PRZEKRÓJ C-C

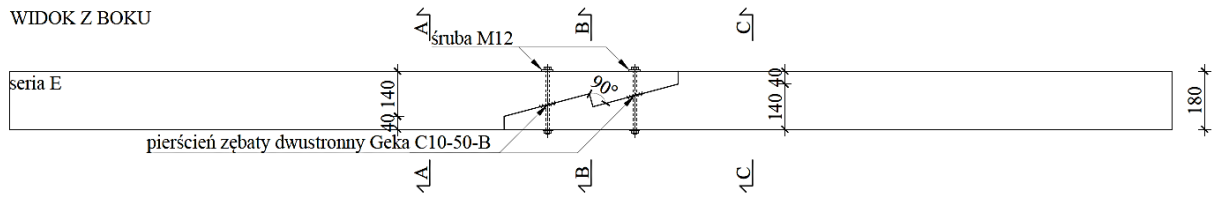


SCHEMAT POŁĄCZENIA - AKSONOMETRIA

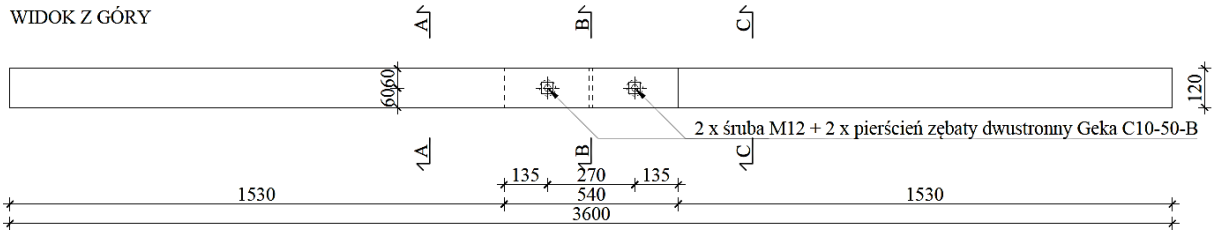


BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, 2 ŚRUBY

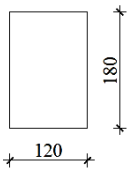
WIDOK Z BOKU



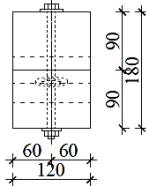
WIDOK Z GÓRY



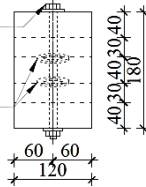
PRZEKRÓJ A-A



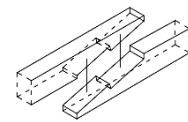
PRZEKRÓJ B-B



PRZEKRÓJ C-C

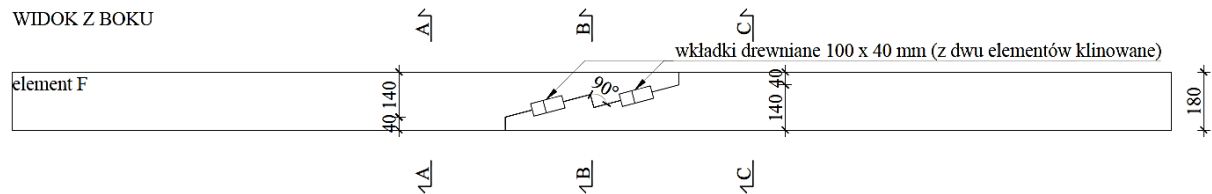


SCHEMAT
POŁĄCZENIA -
AKSONOMETRIA

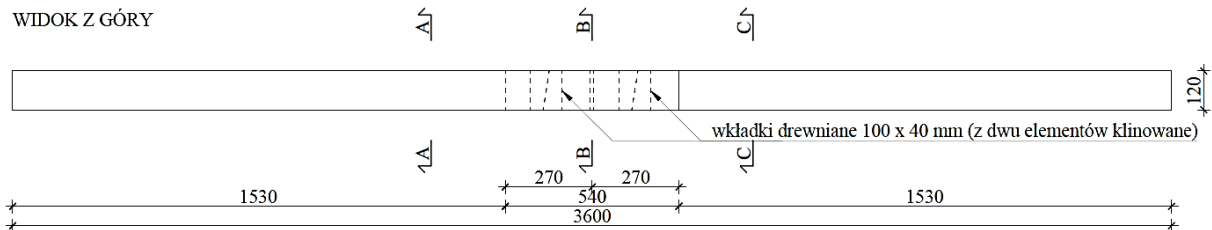


BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, WKŁADKI DREWNIANE

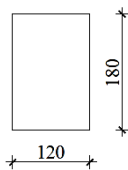
WIDOK Z BOKU



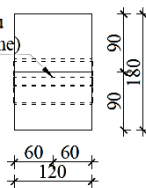
WIDOK Z GÓRY



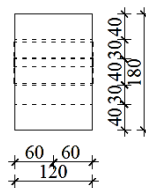
PRZEKRÓJ A-A



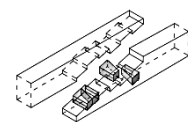
PRZEKRÓJ B-B



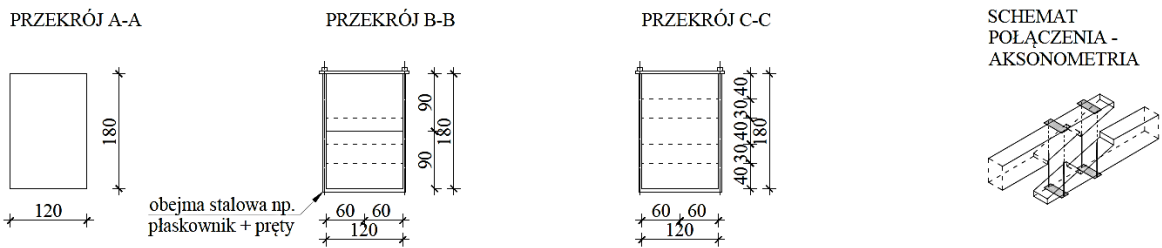
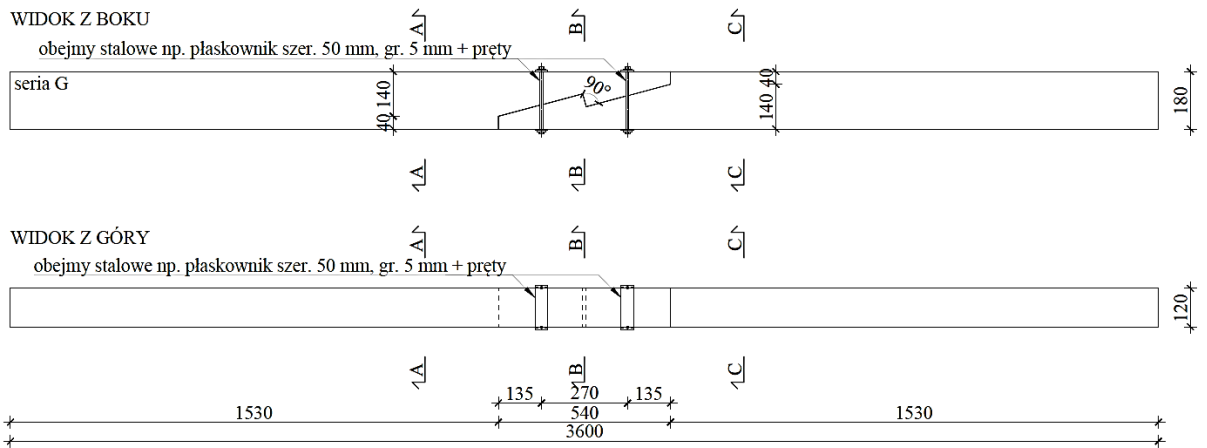
PRZEKRÓJ C-C



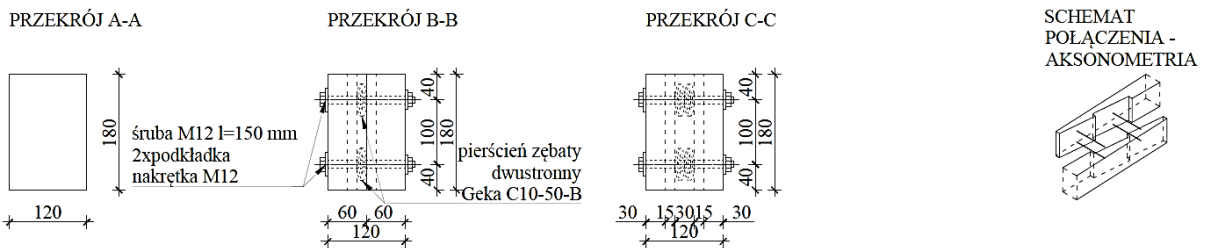
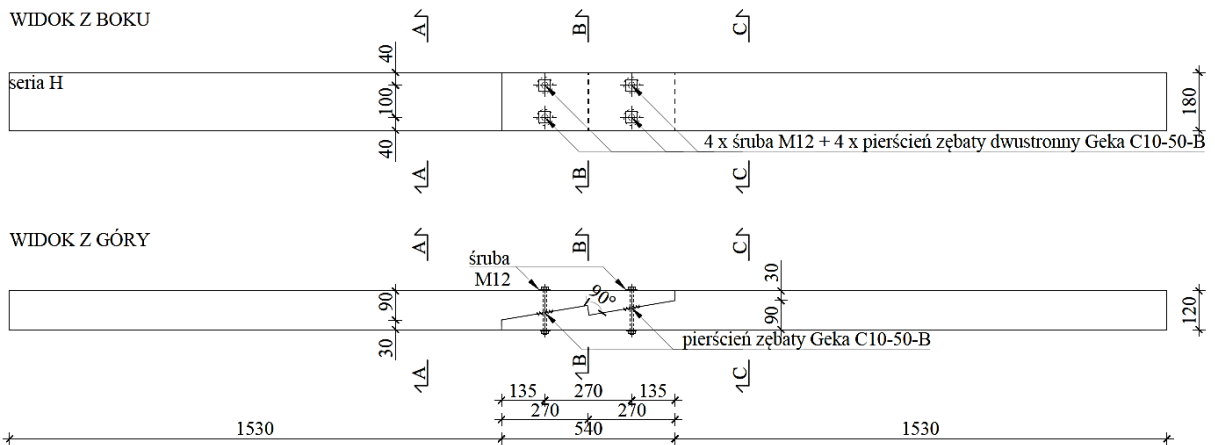
SCHEMAT
POŁĄCZENIA -
AKSONOMETRIA



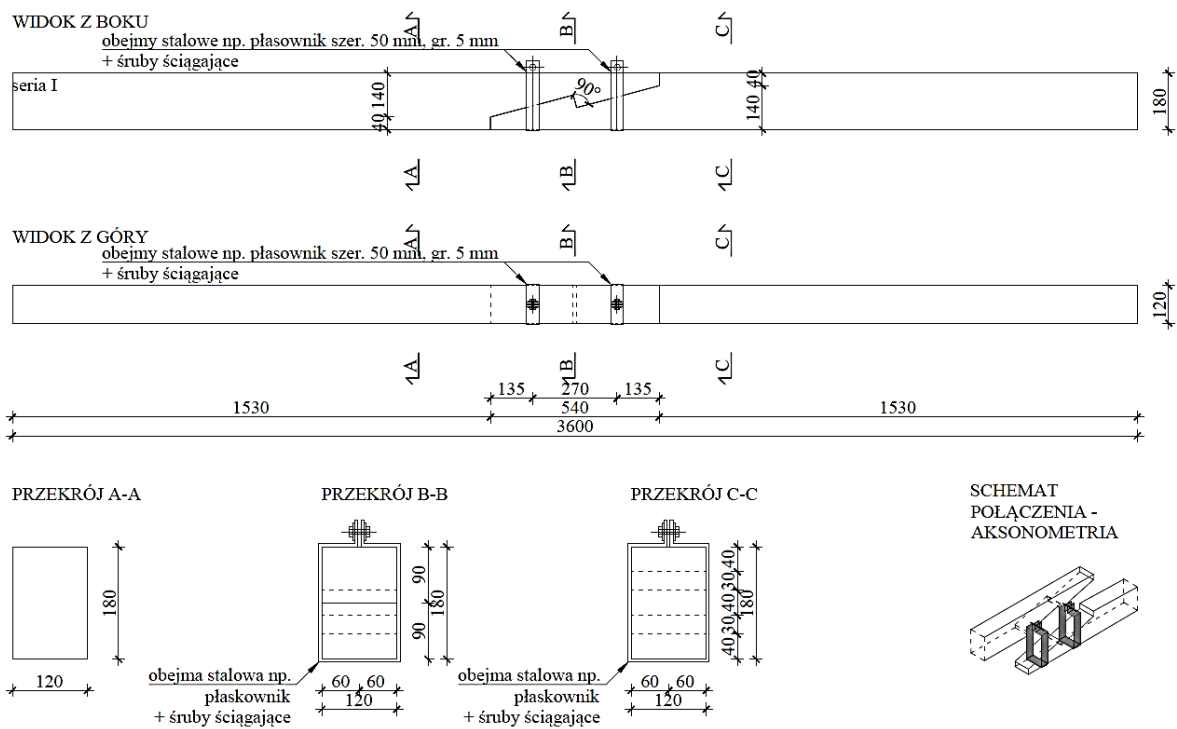
BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, OBEJMY STALOWE (PŁASKOWNIK+PRĘTY)



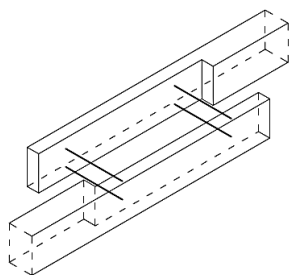
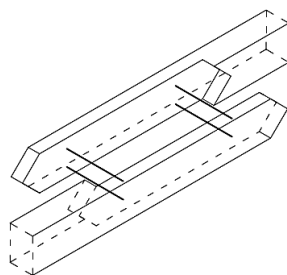
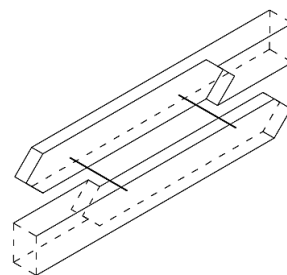
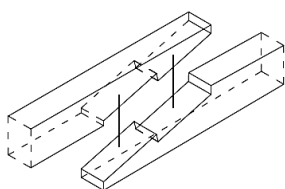
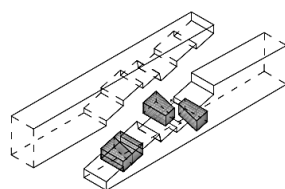
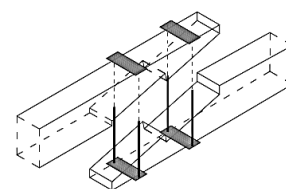
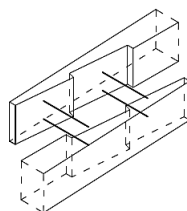
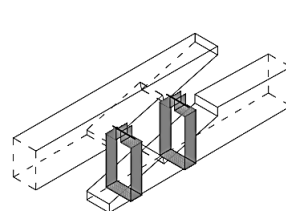
BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. PIONOWEJ



BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, OBEJMY STALOWE (PŁASKOWNIK)



Rys. 4.10. Rysunki przedstawiające geometrię belek serii A-I

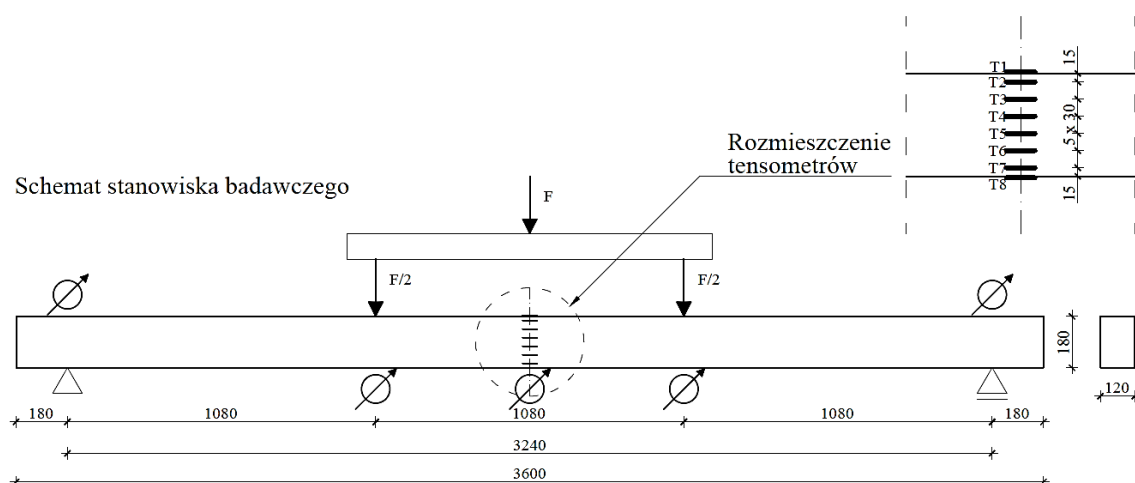
SCHEMAT
POŁĄCZENIA B -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA C -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA D -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA E -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA F -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA G -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA H -
AKSONOMETRIASCHEMAT
POŁĄCZENIA I -
AKSONOMETRIA

Rys. 4.11. Schematy połączeń ciesielskich belek serii B-I

Wymiary połączeń ciesielskich w elementach zostały przyjęte na podstawie wymiarów występujących w typowych złączach konstrukcji historycznych z literatury (opisano w rozdziale 3).

Belki zostały podparte swobodnie na obu końcach. Rozpiętość w osiach podpór wynosiła 3.24 m. Na podporach zostało zastosowane podparcie widelkowe, zapobiegające utracie stateczności giętno-skrętnej (zwichrzeniu). Belki zostały obciążone symetrycznie siłą przyłożoną w dwóch punktach, dzięki czemu w środkowej części elementu uzyskano czyste zginanie. Schemat i widok stanowiska badawczego przedstawiono na rysunkach 4.12 i 4.13.

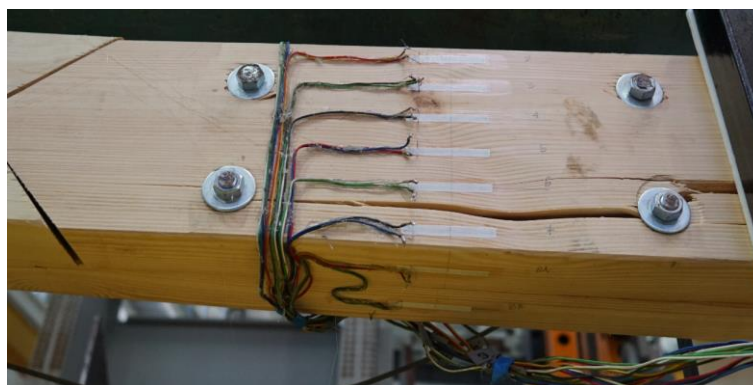
W celu rejestracji odkształceń materiału w przekroju zginanym wykorzystano tensometry elektrooporowe typu RL 300/50. Tensometry elektrooporowe zostały naklejone z jednej strony modeli badawczych w środku rozpiętości belek w rozstawie co 30 mm i odległości od krawędzi górnej i dolnej belki po 15 mm oraz na górnej i dolnej powierzchni belek. Dla każdego badanego elementu użyto 8 – 10 tensometrów. Schemat rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych przedstawiono na rys. 4.12, a ich widok na modelu badawczym przedstawiono na rys. 4.14.



Rys. 4.12. Schemat stanowiska badawczego z rozmieszczeniem tensometrów elektrooporowych



Rys. 4.13. Widok stanowiska badawczego dla przykładowej belki



Rys. 4.14. Widok rozmieszczenia tensometrów elektrooporowych na przykładowej belce

Na zdjęciu przedstawiającym stanowisko badawcze (rys. 4.13) widoczne są dodatkowe elementy stalowe, zapobiegające wyskoczeniu układu obciążającego (trawersu przekazującego obciążenie i siłownika) z płaszczyzny obciążenia. Pomiedzy elementami stalowymi a belką drewnianą zastosowano przekładki z teflonu w celu zredukowania tarcia i zapewnienia możliwości swobodnego poślizgu, w związku z czym można przyjąć, że elementy te nie miały wpływu na wynik końcowy.

Belki poddano zginaniu czteropunktowemu zgodnie z normą [123]. Obciążenie zostało przyłożone poprzez zadanie przesunięcia tłoka siłownika z prędkością 5 mm/min.

Podczas badania rejestrowano:

- wartość siły obciążającej w każdym momencie badania (za pomocą zestawu komputerowego),
- wartości przemieszczenia w środku rozpiętości belki, w punktach pod przyłożoną siłą obciążającą oraz na podporach (za pomocą czujników indukcyjnych),
- odkształcenia materiałowe przekroju w środku rozpiętości belki (za pomocą tensometrów elektrooporowych),
- wartość siły niszczącej (za pomocą zestawu komputerowego),
- sposób zniszczenia belek (opis i dokumentacja fotograficzna).

W kolejnych rozdziałach przedstawiono wyniki badań zginania czteropunktowego, ścieżki równowagi statycznej badanych belek. Przedstawiono także rozkłady odkształceń w drewnie w wyznaczonych punktach przekroju w środku rozpiętości belki. Wyznaczono siły niszczące i wartości ugięć przy poszczególnych poziomach obciążenia, obliczono nośności

oraz współczynniki sztywności dla różnych typów połączeń. Współczynnik sztywności określono za pomocą wzoru:

$$k = \frac{F_n}{u}, \quad (4.7)$$

gdzie:

k – współczynnik sztywności,

F_n – siła niszcząca/ siła działająca w danym momencie,

u – ugięcie w środku rozpiętości belki odpowiadające sile niszczącej/ ugięcie w środku rozpiętości belki odpowiadające sile działającej w danym momencie.

4.3. Badania metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO)

Dla wybranych belek serii E, F, G oraz H (z połączeniami na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej oraz pionowej) przeprowadzono dodatkowo badania metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO). Celem było ustalenie rozkładów przemieszczeń i odkształceń materiału dla badanych belek oraz ustalenie miejsc koncentracji naprężeń dla poszczególnych połączeń. Wykorzystano system pomiarowy z oprogramowaniem do analizy: optyczne urządzenie pomiarowe Q400 firmy Dantec, kamery o rozdzielczości 5 MPix, obiektywy o ogniskowej 17 mm oraz oprogramowanie ISTR4 4D do analizy odkształcenia. Pomiary prowadzone były podczas badań zginania czteropunktowego. Stanowisko badawcze wraz z urządzeniem pomiarowym do badań metodą CKO przedstawiono na rys. 4.15.



Rys. 4.15. Widok stanowiska do badań metodą cyfrowej korelacji obrazu dla przykładowej belki

4.4. Analiza numeryczna MES wybranych połączeń

Dla badanych serii belek A-H przeprowadzono analizę numeryczną z wykorzystaniem metody elementów skończonych w programie ANSYS 16.0. Model obliczeniowy z przyjętymi założeniami został sprawdzony dla belki serii A. Warunki brzegowe (siła/ przemieszczenie oraz warunki podparcia) zadane w modelu odpowiadały warunkom brzegowym w badaniach laboratoryjnych.

W analizie założono, że drewno w ujęciu makroskopowym jest materiałem homogenicznym, zostało zamodelowane w uproszeniu jako materiał ortotropowy. Do opisu materiału rozróżniono tylko dwa kierunki: wzdłuż włókien i w poprzek włókien. Oś materiałowa x odpowiada kierunkowi wzdłuż włókien (kierunek L) i jest równoległa do osi podłużnej elementu. Pozostałe dwie osie materiałowe y i z (kierunki R i T) są właściwie niemożliwe do rozróżnienia i z praktycznego punktu widzenia ich rozróżnianie jest traktowane

jako nieistotne. Prawidłowe zorientowanie osi poprzecznych w elemencie drewnianym jest bardzo trudne lub wręcz niemożliwe [96].

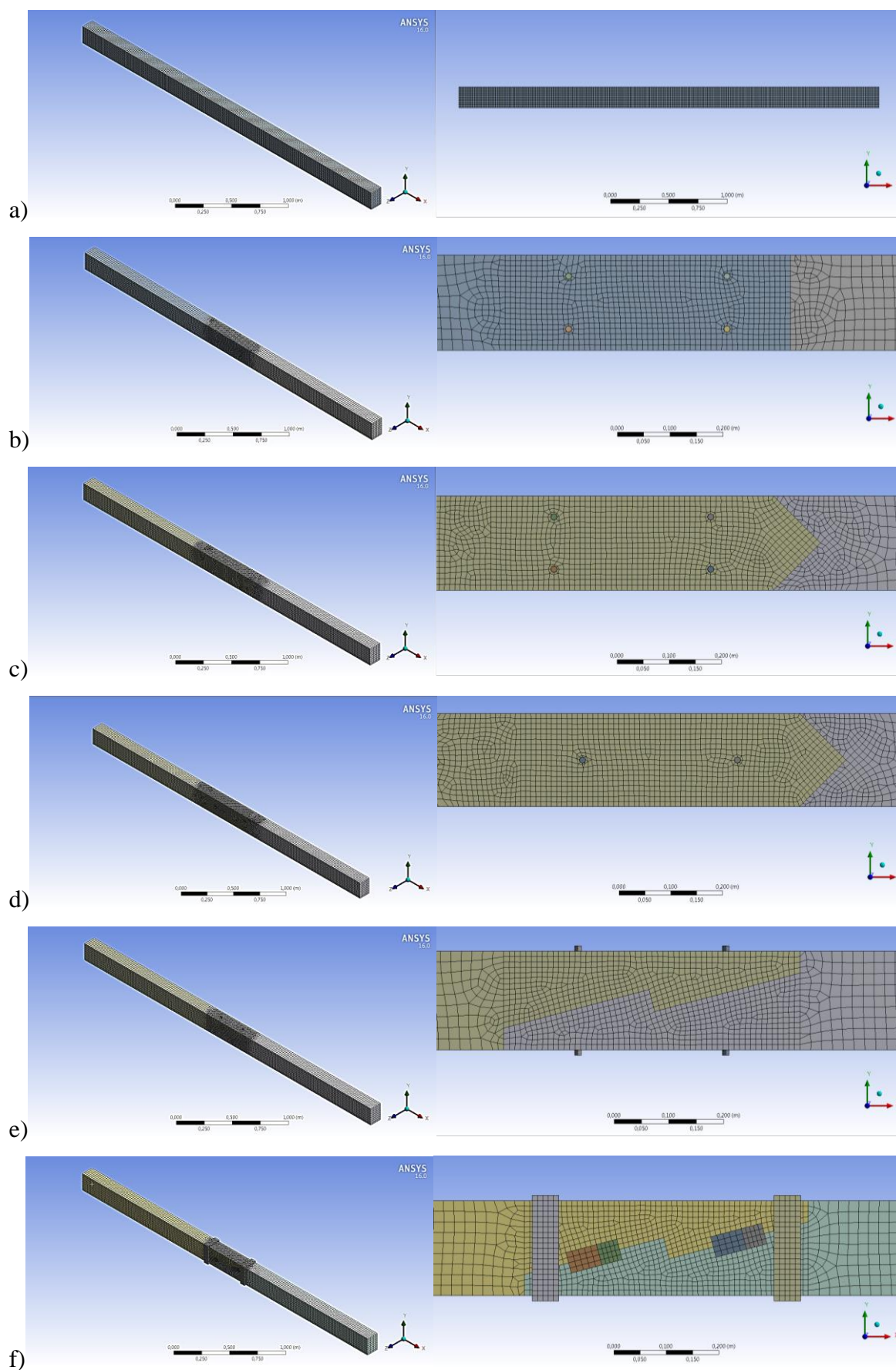
Wartości parametrów materiałowych do analizy przyjęto na podstawie wyników przeprowadzonych badań materiałowych (opisano w rozdziale 5.1, tab. 5.4) oraz danych literaturowych (m.in. [11], [57], [58], [102], [120], [134]). Zestawiono je w tab. 4.2.

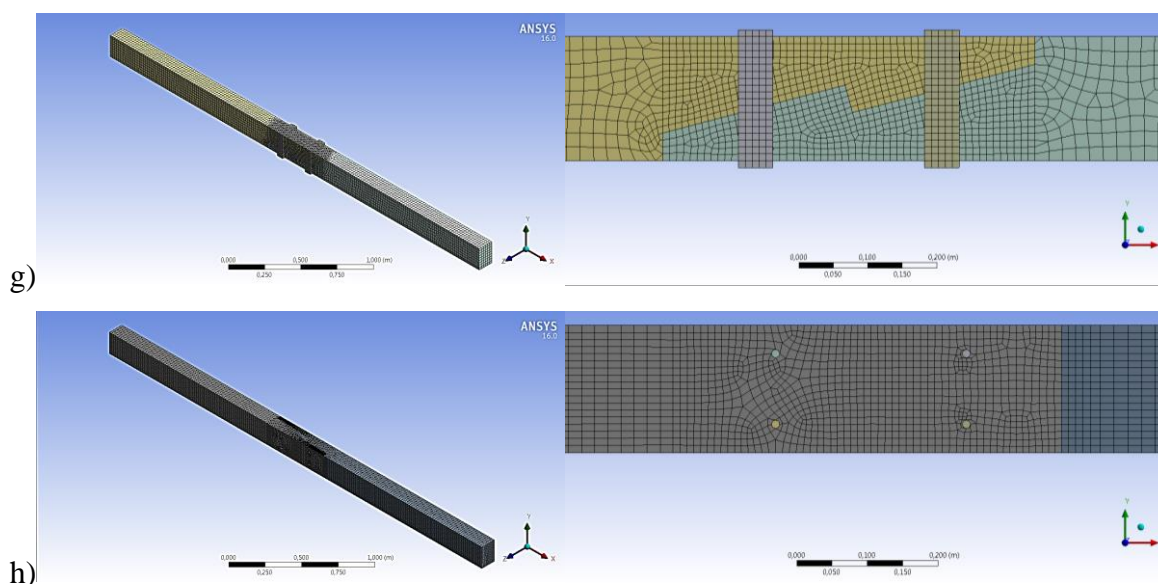
Analizę przeprowadzono przy założeniu pracy drewna w zakresie sprężystym. Jest to uproszczone podejście, jednak często spotykane w opisach i analizach połączeń w elementach drewnianych przedstawionych w literaturze (opisano w rozdziale 3.4).

Tabela 4.2. Przyjęte do analizy numerycznej parametry drewna

Gęstość ρ	480 kg/m ³
Moduł sprężystości wzdłuż włókien E_x	11 GPa
Moduły sprężystości w poprzek włókien $E_y = E_z = E_x/20$;	550 MPa
Moduł odkształcenia postaciowego $G_{xy} = G_{xz} = E_x/14$	780 MPa
Moduły odkształcenia postaciowego $G_{yz} = G_{xy}/10 = G_{xz}/10$	78 MPa
Współczynniki Poissona ν_{xy} ; ν_{xz} ; ν_{yz}	0.37; 0.42; 0.47

Do dyskretyzacji modeli obliczeniowych użyto w większości ośmiowęzłowych elementów sześciennych. Modele obliczeniowe składały się z 23040 – 56092 elementów skończonych, 107369 – 251213 węzłów, w zależności od serii. Maksymalny rozmiar elementu wynosił 0.02 m – poza obszarem złącza, z zagęszczeniem i zmniejszeniem rozmiaru elementu do 0.01 m w obszarze złącza (siatkę zagęszczano do momentu uzyskania różnicy w wynikach naprężeń i przemieszczeń nieprzekraczającej 1%). Śruby i obejmy stalowe zamodelowano w uproszczeniu (zdecydowano tak po dokładniejszym zamodelowaniu śrub z nakrętkami i podkładkami dla jednego modelu – analiza nie wykazała znaczącej różnicy w wynikach). Uwzględniono tarcie pomiędzy częściami belek, wprowadzając kontakt ze współczynnikiem tarcia drewno – drewno oraz drewno – stal równym 0.2 (przy zmianie wartości współczynnika tarcia pomiędzy różnymi materiałami w zakresie 0.2 – 0.5 nie zaobserwowano znaczących różnic w wynikach). Analizę przeprowadzono pełną metodą Newtona-Raphsona, uwzględniając duże przemieszczenia. Poniżej przedstawiono modele belek w analizie numerycznej (rys. 4.16).





Rys. 4.16. Modele numeryczne belek z liczbą węzłów (w) i elementów (e):

- a) belka ciągła A – 107369 w , 23040 e ,
- b) belka B z nakładką prostą w płaszczyźnie pionowej z 4 śrubami – 119484 w , 30429 e ,
- c) belka C z nakładką ze ścięciem w płaszczyźnie pionowej z 4 śrubami – 146076 w , 38468 e ,
- d) belka D z nakładką ze ścięciem w płaszczyźnie pionowej z 2 śrubami – 140538 w , 36014 e ,
- e) belka E ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie poziomej z 2 śrubami – 109804 w , 27987 e ,
- f) belka F ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie poziomej z wkładkami drewnianymi i obejmami stalowymi – 111600 w , 27122 e ,
- g) belka G ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie poziomej z obejmami stalowymi – 112176 w , 27483 e ,
- h) belka H ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie pionowej z 4 śrubami – 251213 w , 56092 e

4.5. Badania połączenia rozciąganego krokwi z jętką na jaskółczy ogon

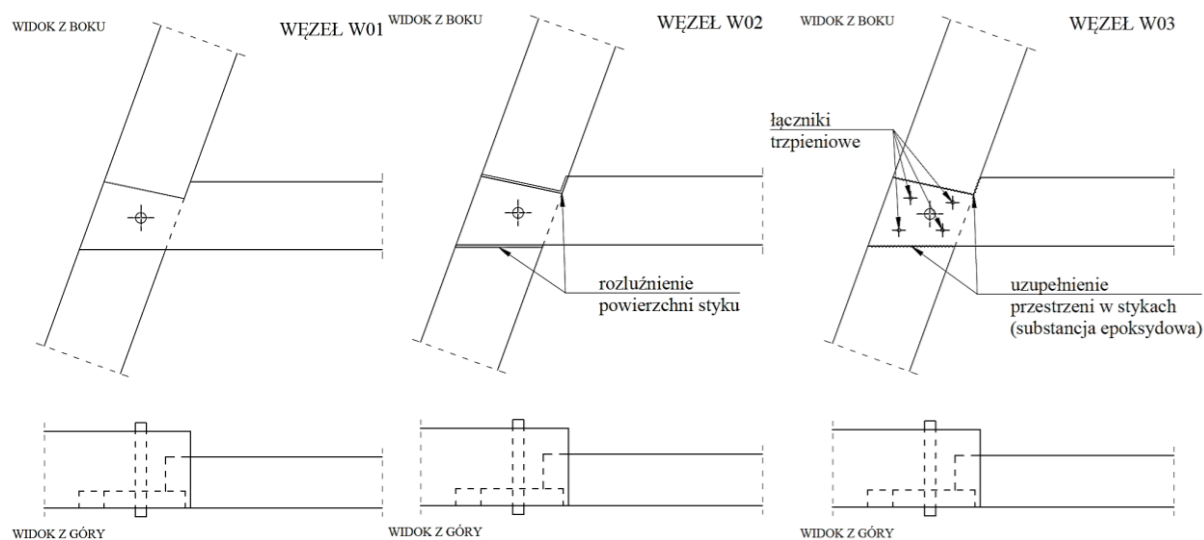
Badania połączenia rozciąganego krokwi i jętki na jaskółczy ogon przeprowadzono w Akredytowanym Laboratorium Konstrukcji Budowlanych na Wydziale Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, przy użyciu maszyn wytrzymałościowych z oprogramowaniem (siłowniki hydrauliczne sterowane elektronicznie – Instron 500, komputerowa rejestracja wyników – system pomiarowy MGC plus firmy Hottinger Baldwin Messtechnik). Zastosowane w badaniach urządzenia pomiarowe były skalibrowane w co najmniej 1. klasie dokładności.

Przedmiotem badań były 3 węzły krokiew – jętka połączone na jaskółczy ogon, kołkowane. Do badań przygotowano modele w skali technicznej o wymiarach ustalonych na podstawie rzeczywistych wymiarów połączeń tego typu – krokiew 180 x 190 mm, jętka 120 x 160 mm. Kołek o średnicy 25 mm wykonany został zgodnie ze sztuką – z twardszego drewna i z otworem o mniejszej średnicy, w celu zacieśnienia złącza przy wbijaniu (opisano w rozdziale 3).

Modele zostały zbadane w trzech stanach pracy:

1. węzeł 1 (W01) – połączenie w pełni sprawne z właściwymi powierzchniami styku, kołkowane,
2. węzeł 2 (W02) – połączenie z rozluźnionymi powierzchniami styku,
3. węzeł 3 (W03) – połączenie z wprowadzonym wzmocnieniem w postaci łączników trzpieniowych (wkręty samowierzące 8.0 x 190 mm) i uzupełnioną przestrzenią w stykach między elementami.

Modele badawcze przedstawiono na rys. 4.17.



Rys. 4.17. Modele badawcze węzłów rozciąganych krokiew – jętka:

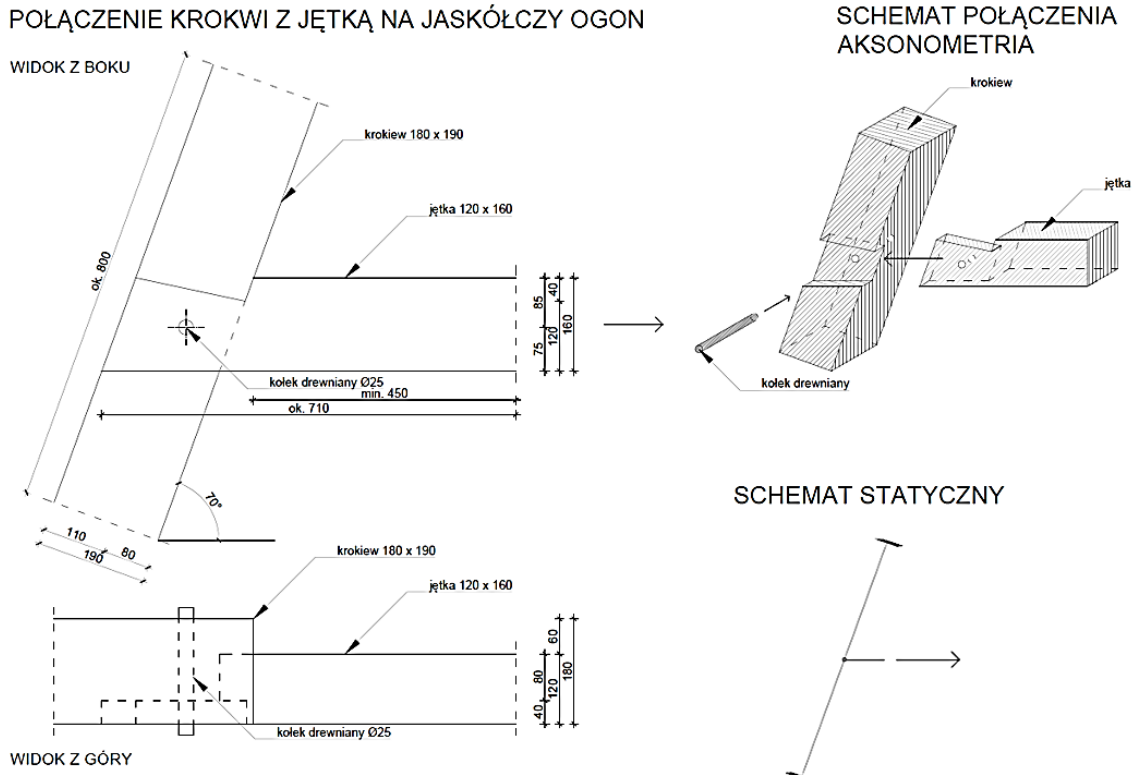
W01 – połączenie w pełni sprawne z właściwymi powierzchniami styku, kołkowane,

W02 – połączenie z rozluźnionymi powierzchniami styku,

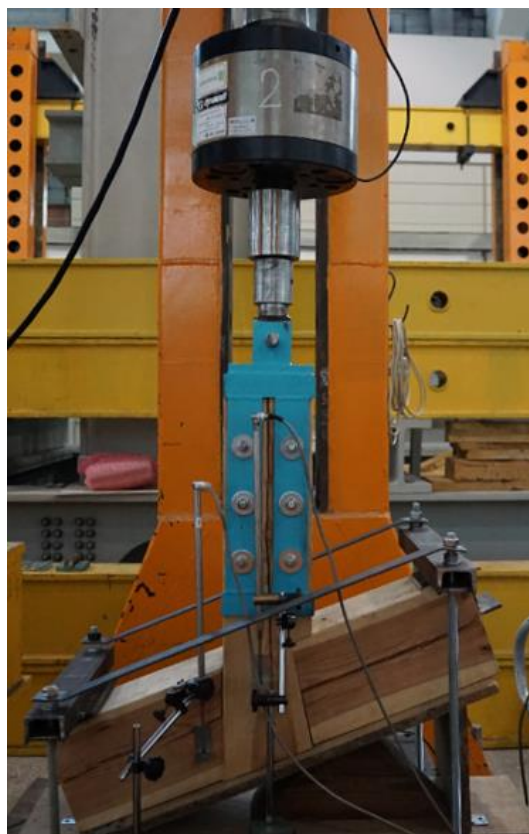
W03 – połączenie z wprowadzonym wzmocnieniem w postaci łączników trzpieniowych i uzupełnioną przestrzenią w stykach między elementami

Do badania rozciągania przygotowano stanowisko badawcze, pozwalające na obciążenie modelu siłą rozciągającą. Element ukośny (krokiew) została zamocowana na końcach

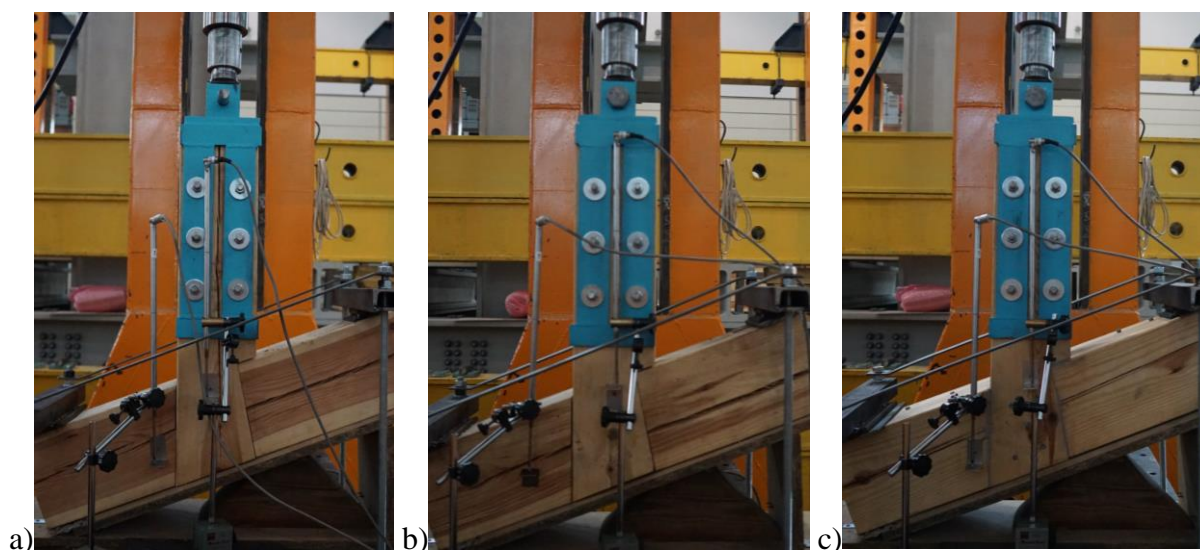
za pomocą elementów stalowych, natomiast do elementu pionowego (jętki) przyłożona została siła rozciągająca za pomocą zestawu blach i śrub z pierścieniami zębatymi. Ze względu na możliwości techniczne zbudowania stanowiska badawczego siłę przyłożono w kierunku pionowym, a połączenie obrócono o 90° w stosunku do rzeczywistego układu. Schemat badanego połączenia, widok stanowiska badawczego oraz widoki poszczególnych węzłów przedstawiono na rys. 4.18 – 4.21.



Rys. 4.18. Schemat badanego połączenia rozciąganego

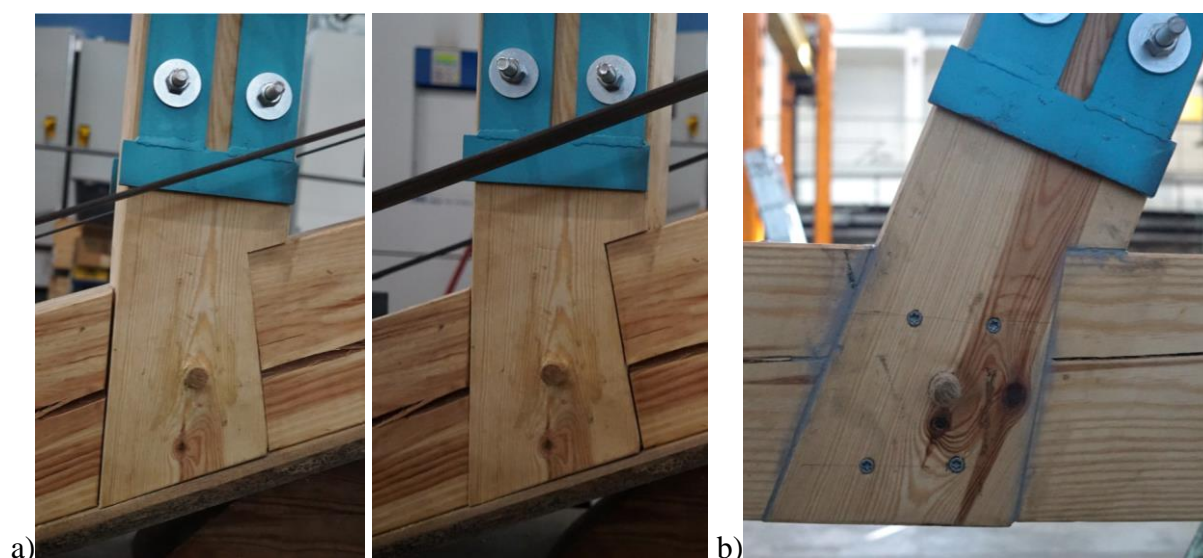


Rys. 4.19. Widok stanowiska badawczego dla połączenia rozciąganego



Rys. 4.20. Widok badanych węzłów rozciąganych krokiew – jętka:

- a) W01 – połączenie w pełni sprawne z właściwymi powierzchniami styku, kołkowane,
- b) W02 – połączenie z rozluźnionymi powierzchniami styku,
- c) W03 – połączenie z wprowadzonym wzmocnieniem w postaci łączników trzpieniowych i uzupełnioną przestrzenią w stykach między elementami



Rys. 4.21. Szczegóły badanych węzłów rozciąganych krokiew – jętka:

- a) W02 – połączenie z rozluźnionymi powierzchniami styku – widoczne luzy,
b) W03 – połączenie z wprowadzonym wzmocnieniem w postaci 4 łączników trzpieniowych (wkręty samowiercące) i uzupełnioną przestrzenią w stykach między elementami za pomocą dwuskładnikowej substancji epoksydowej

Modele poddano próbie rozciągania w oparciu o procedurę opisaną w normie [119]. Obciążenie zostało przyłożone poprzez zadanie przesunięcia tłoka siłownika, a poziom obciążenia sterowany był ręcznie. Węzeł został obciążony do siły ok. 7 kN (ok. 40% przewidywanej siły niszczącej), następnie odciążony, a następnie obciążony ponownie do zniszczenia.

Podczas badania rejestrowano:

- wartość siły obciążającej w każdym momencie badania i wartość siły niszczącej (za pomocą zestawu komputerowego),
- wartość przemieszczenia elementu wyciąganego – jętki – w jej osi nad kołkiem (za pomocą czujników indukcyjnych),
- wartość przemieszczenia elementu ukośnego – krokwi – w pobliżu gniazda połączenia (za pomocą czujników indukcyjnych),
- sposób zniszczenia belek (opis i dokumentacja fotograficzna).

W kolejnych rozdziałach przedstawiono wyniki badań połączenia rozciąganego w trzech analizowanych stanach. Przedstawiono m.in. wykresy „siła – przemieszczenie”, wartości siły niszczącej (nośności na rozciąganie) i wartości przemieszczeń.

5. WYNIKI BADAŃ, ANALIZA, OCENA UZYSKANYCH REZULTATÓW

5.1. Zestawienie wyników badań materiałowych

5.1.1. Wilgotność i gęstość

Uzyskano średni poziom wilgotności badanych belek ok. 15% ($15 \pm 1\%$).

Gęstość oznaczono na 60 próbkach bez wad o wymiarach 20 x 20 x 400 mm przygotowanych z modeli badanych belek przy wilgotności ok. 15%. Wyniki przedstawiono w tabeli 5.1 poniżej.

Tabela 5.1. Wyniki oznaczenia gęstości drewna

Liczba pomiarów/ próbek n [szt.]	60
Średnia zmierzona gęstość ρ_{sr} [kg/m ³]	533.5
Odchylenie standardowe s [kg/m ³]	37.0
Współczynnik zmienności v [%]	6.9
Wartość minimalna ρ_{min} [kg/m ³]	453.8
Wartość maksymalna ρ_{max} [kg/m ³]	613.1
Średnia gęstość z uwzględnieniem poprawek $\rho_{sr, popr}$ [kg/m ³]	500.5

Wg [120] gęstość średnia ρ_{mean} dla drewna klasy C24 wynosi 420 kg/m³, a dla klasy C27 450 kg/m³. Otrzymana na drodze badawczej wartość gęstości wynosi ok. 500 kg/m³. Do dalszych analiz, m.in. oszacowania dynamicznego modułu sprężystości na podstawie wyników z przeprowadzonych na modelach belek badań NDT, przyjęto wartość gęstości $\rho = 480$ kg/m³.

5.1.2. Moduł sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym oraz wytrzymałość drewna na zginanie

Moduł sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym oraz wytrzymałość drewna na zginanie oznaczono na 30 próbkach bez wad o wymiarach 20 x 20 x 400 mm przygotowanych z modeli badanych belek przy wilgotności ok. 12% oraz dla porównania na 3 belkach pełnowymiarowych przy wilgotności ok. 15%. Wyniki przedstawiono w tabelach 5.2 i 5.3 poniżej.

Tabela 5.2. Wyniki oznaczenia modułu sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym drewna na małych próbkach bez wad oraz na elementach pełnowymiarowych

Małe próbki bez wad	
Liczba pomiarów/ próbek n [szt.]	30
Średni zmierzony moduł sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym $E_{g,śr}$ [GPa]	13.8
Odchylenie standardowe s [GPa]	2.6
Współczynnik zmienności ν [%]	18.6
Wartość minimalna $E_{g,min}$ [GPa]	8.7
Wartość maksymalna $E_{g,max}$ [GPa]	18.3
Elementy pełnowymiarowe	
Liczba pomiarów/ próbek n [szt.]	3
Średni moduł sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym $E_{śr}$ [GPa]	11.4
Odchylenie standardowe s [GPa]	0.4
Współczynnik zmienności ν [%]	3.9
Wartość minimalna E_{min} [GPa]	10.9
Wartość maksymalna E_{max} [GPa]	11.6
Średni moduł sprężystości wzdłuż włókien przy zginaniu statycznym z uwzględnieniem poprawek $E_{0(uref),śr}$ [GPa]	12.5

Tabela 5.3. Wyniki oznaczenia wytrzymałości na zginanie na małych próbkach bez wad oraz na elementach pełnowymiarowych

Małe próbki bez wad	
Liczba pomiarów/ próbek n [szt.]	30
Średnia zmierzona wytrzymałość na zginanie $f_{m,śr}$ [MPa]	102.7
Odchylenie standardowe s [MPa]	21.2
Współczynnik zmienności ν [%]	20.6
Wartość minimalna $f_{m,min}$ [MPa]	52.6
Wartość maksymalna $f_{m,max}$ [MPa]	149.9
Średnia wytrzymałość na zginanie z uwzględnieniem poprawek $f_{m,popr}$ [MPa]	41.1
Elementy pełnowymiarowe	
Liczba pomiarów/ próbek n [szt.]	3
Średnia wytrzymałość na zginanie $f_{m,śr}$ [MPa]	38.4
Odchylenie standardowe s [MPa]	7.6
Współczynnik zmienności ν [%]	19.9
Wartość minimalna $f_{m,min}$ [MPa]	31.3
Wartość maksymalna $f_{m,max}$ [MPa]	46.6

Wg [121] średni moduł sprężystości $E_{0,mean}$ dla drewna klasy C24 wynosi 11 GPa, a dla klasy C27 11.5 GPa, zaś charakterystyczna wytrzymałość na zginanie $f_{m,k}$ dla drewna klasy C24 wynosi 24 MPa, a dla klasy C27 27 MPa.

Na podstawie powyższych wyników oraz analizy literatury (m.in. [11], [134]) i norm [120], [122] do dalszych analiz, m.in. numerycznych, przyjęto wartości przedstawione w tabeli 5.4.

Tabela 5.4. Przyjęte parametry fizyczne i mechaniczne drewna

Gęstość ρ	480 kg/m ³
Wytrzymałość na zginanie f_m	40.00 MPa
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien $f_{t,0} = 0.6 \cdot f_m$	24.00 MPa
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien $f_{t,90} = 0,0015 \cdot \rho_{mean}$	0.80 MPa
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien $f_{c,0} = 5 \cdot f_m^{0.45}$; $f_{c,0} = 4.3 \cdot f_m^{0.5}$	26.30 MPa
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien $f_{c,90} = 0.007 \cdot \rho_{mean}$	3.71 MPa
Wytrzymałość na ścinanie $f_v = 0.2 \cdot f_m^{0.8}$	3.82 MPa
Moduł sprężystości wzdłuż włókien E_x	11 GPa
Moduły sprężystości w poprzek włókien $E_y = E_z = E_x/30$; $E_y = E_z = E_x/20$;	550 MPa
Moduł odkształcenia postaciowego $G_{xy} = G_{xz} = E_x/16$; $G_{xy} = G_{xz} = E_x/14$	780 MPa
Moduły odkształcenia postaciowego $G_{yz} = G_{xy}/10 = G_{xz}/10$	78 MPa

5.1.3. Badania nieniszczące – metody akustyczne i metoda oporu wiercenia

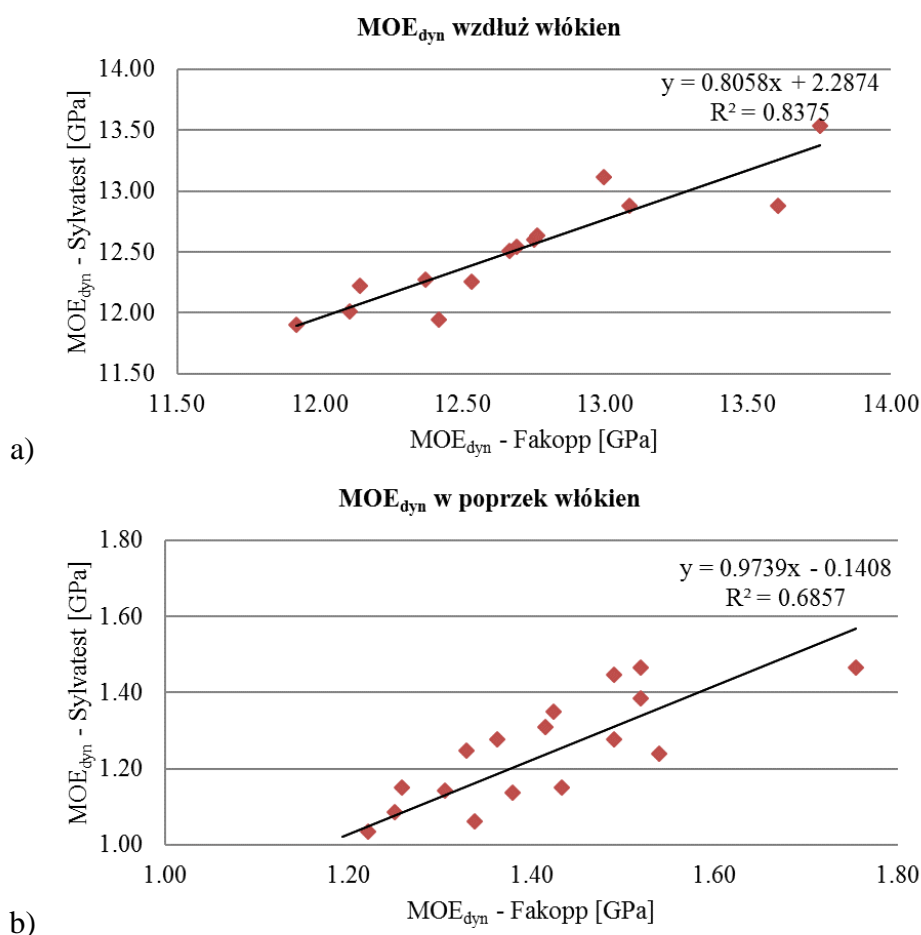
Wyniki badań metodami akustycznymi z wykorzystaniem urządzenia Fakopp MS oraz fali ultradźwiękowej z wykorzystaniem urządzeń Fakopp US i Sylvastest Trio zebrano w tabeli 5.5 poniżej.

Tabela 5.5. Wartości dynamicznego modułu sprężystości dla badanych elementów na podstawie badań metodami akustycznymi, za pomocą urządzeń:

Fakopp MS, Fakopp US oraz Sylvatest Trio

Dynamiczny moduł sprężystości MOE_{dyn} [GPa]					
Badany element	Kierunek w stosunku do włókien	Metoda badań			Średnia (belki)
		FAKOPP MS	FAKOPP US	SYLVATEST TRIO	
Belka A01	wzdłuż	13.47	0.71	12.65	13.06
	w poprzek	1.37	0.53	1.27	1.32
Belka A02	wzdłuż	13.30	0.60	12.76	13.03
	w poprzek	1.46	0.55	1.17	1.32
Belka A03	wzdłuż	12.45	0.66	12.18	12.31
	w poprzek	1.34	0.63	1.19	1.26
Średnia (metody)	wzdłuż	13.07	0.66	12.53	12.80
	w poprzek	1.39	0.57	1.21	1.30

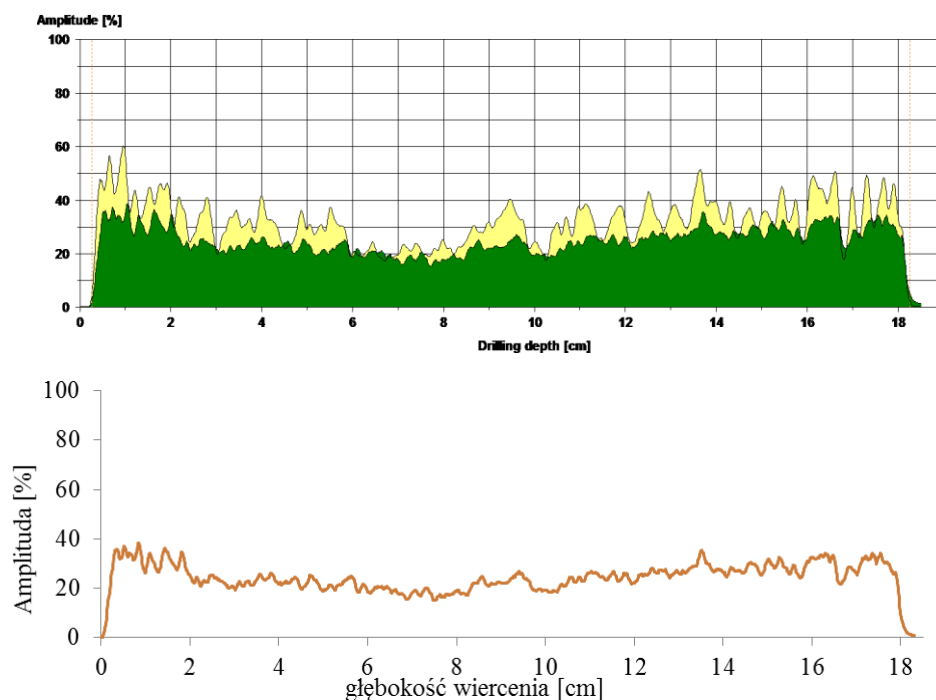
Jak widać, na podstawie danych zawartych w tabeli wartości dynamicznego modułu sprężystości wyznaczonej z pomiarów wykorzystujących urządzenie Fakopp US znacznie odbiega od wartości uzyskanych w dwóch pozostałych metodach, w związku z czym wartości średnie modułu wyznaczono jedynie z wyników uzyskanych w dwóch pozostałych metodach. Należy zaznaczyć, że urządzenie Fakopp US jest bardzo czułe i ze względu na to wyniki często są niemiarodajne. Natomiast dwie pozostałe metody, z zastosowaniem urządzeń Fakopp MS oraz Sylvatest Trio, dają zbliżone wyniki, które można uznać za wiarygodne, a same metody za skuteczne. Dokonano próby korelacji otrzymanych z obu metod wartości dynamicznego modułu sprężystości dla badanych elementów. Wyniki przedstawiono poniżej (rys. 5.1 a i b).



Rys. 5.1. Korelacja wartości dynamicznego modułu sprężystości uzyskanego w badaniach metodami fali napięciowej (Fakopp MS) i fali ultradźwiękowej (Sylvatest) a) wzdłuż włókien, b) w poprzek włókien

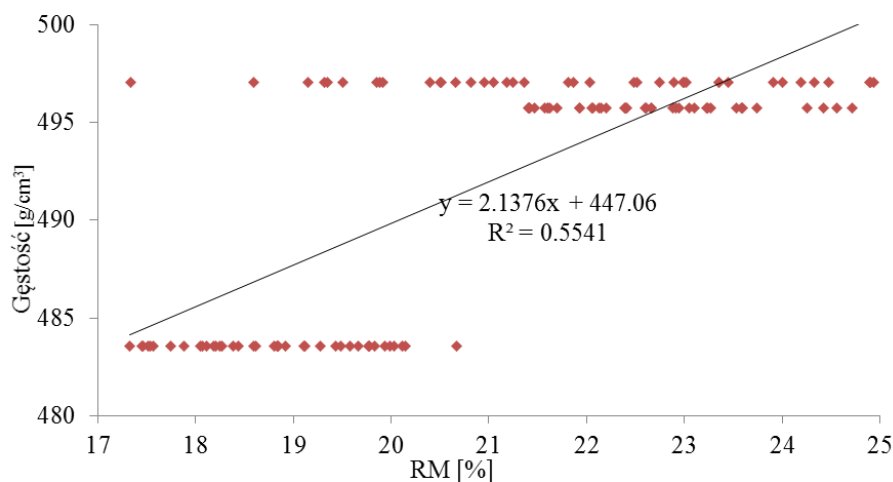
Uzyskano współczynniki determinacji $R^2 = 0.8375$ dla kierunku wzdłuż włókien oraz $R^2 = 0.6857$ dla kierunku w poprzek włókien. Wyniki mogą być uznane za satysfakcjonujący rezultat, świadczący o możliwości stosowania obu metod jako uzupełniających się przy szacowaniu parametrów materiałowych drewna.

Przykładowe wyniki badań metodą oporu wiercenia z wykorzystaniem urządzenia IML RESI PD-400S przedstawiono poniżej – wykres otrzymany bezpośrednio z urządzenia oraz wykres stworzony na podstawie danych numerycznych (rys. 5.2).



Rys. 5.2. Przykładowe wykresy oporu wiercenia z pomiarów urządzeniem IML RESI PD-400S

Na podstawie wyników ze 120 pomiarów (po 40 dla każdej z belek A01, A02, A03) dokonano próby korelacji wartości parametru *Resistance Measure (RM)* z gęstością dla trzech belek świadkowych serii A. Wyniki przedstawiono poniżej (rys. 5.3).



Rys. 5.3. Korelacja wartości parametru RM z metody oporu wiercenia z gęstością

Uzyskany współczynnik determinacji $R^2 = 0.5541$ wskazuje na to, że metodę oporu wiercenia traktować należy jedynie jako poglądową – jakościową, a nie ilościową.

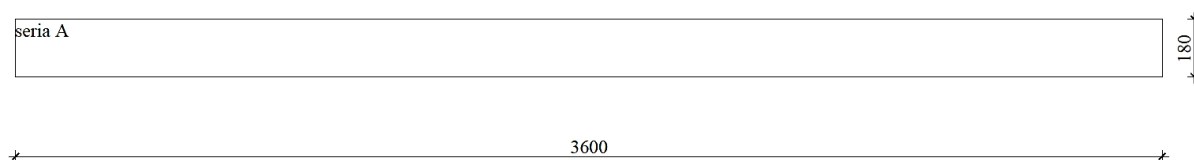
5.2. Zestawienie wyników – badania zginania czteropunktowego

Poniżej zaprezentowano wyniki badań belek serii A-I (geometrię poszczególnych serii belek na rys. 11, 18, 25, 32, 39, 46, 53, 60) uzyskane w laboratorium. Przedstawiono ścieżki równowagi statycznej (rys. 5.5, 5.12, 5.13, 5.19, 5.20, 5.26, 5.27, 5.33, 5.34, 5.40, 5.41, 5.47, 5.48, 5.54, 5.55, 5.61, 5.62), opisy zniszczenia, przykładowe obrazy zniszczenia (rys. 5.6, 5.7, 5.14, 5.21, 5.28, 5.35, 5.42, 5.49, 5.56, 5.63), oraz wykresy odkształceń materiału (rys. 5.8-5.10, 5.15-5.17, 5.22-5.24, 5.29-5.31, 5.36-5.38, 5.43-5.45, 5.50-5.52, 5.57-5.59, 5.64-5.66).

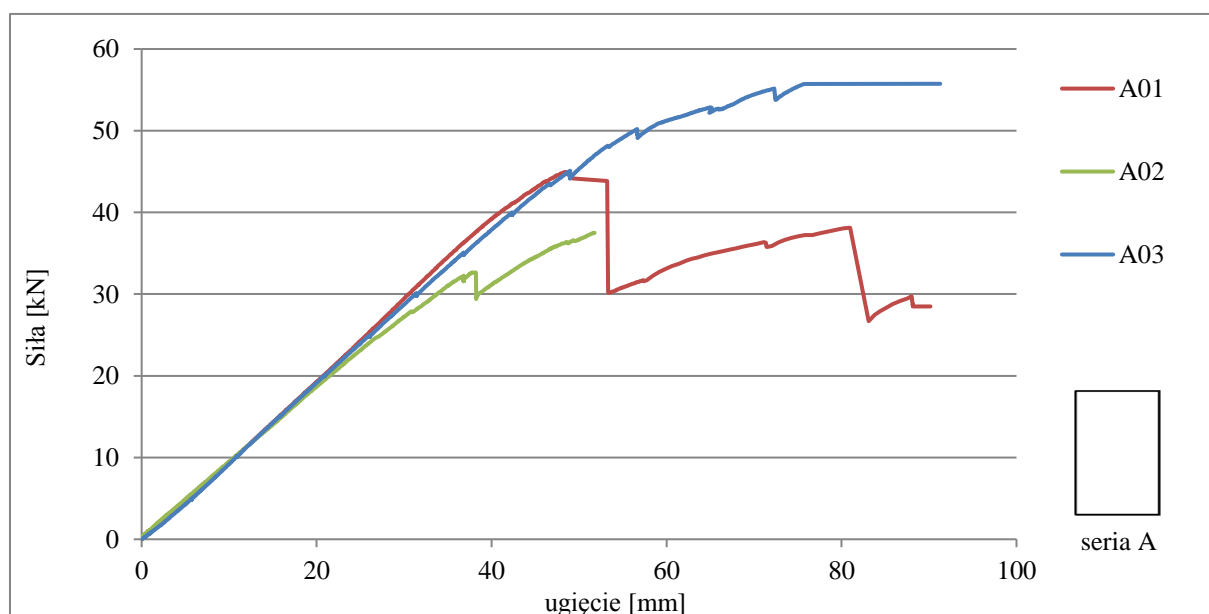
5.2.1. Wyniki badań belek serii A

BELKA CIĄGŁA

WIDOK Z BOKU



Rys. 5.4. Widok belek serii A



Rys. 5.5. Ścieżki równowagi statycznej belek serii A

Opis zniszczenia belek serii A:

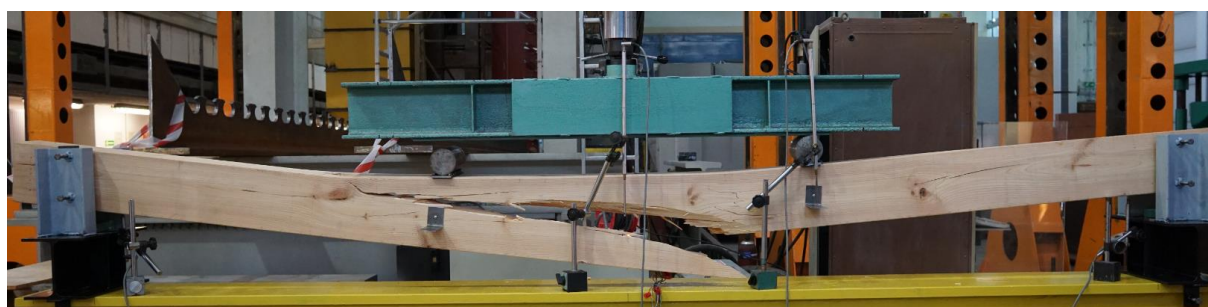
A01: zerwanie włókien dolnych w środkowym obszarze belki bez wcześniejszych znaczących widocznych pęknięć (poza pęknięciami w okolicy sęka przy górnej krawędzi belki) – rys. 5.6;

A02: powstanie widocznego pęknięcia w środku rozpiętości przy na dolnej krawędzi (30 kN) – inicjacja w okolicy sęka, propagacja rysy; zniszczenie w wyniku pęknięcia poza strefą zginaną z prawej strony, w okolicy sęka (37 kN) bez wcześniejszych widocznych pęknięć w tym obszarze;

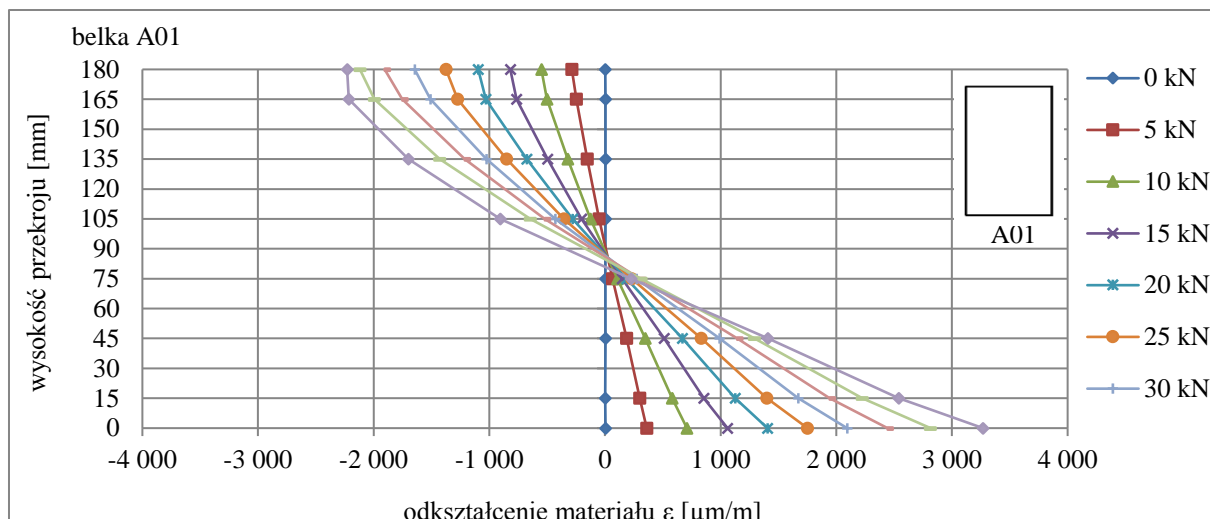
A03: nagle gwałtowne zniszczenie – pęknięcie belki w strefie zginanej (zerwanie włókien w strefie zginanej belki bez wcześniejszych znaczących widocznych pęknięć) – rys. 5.7.



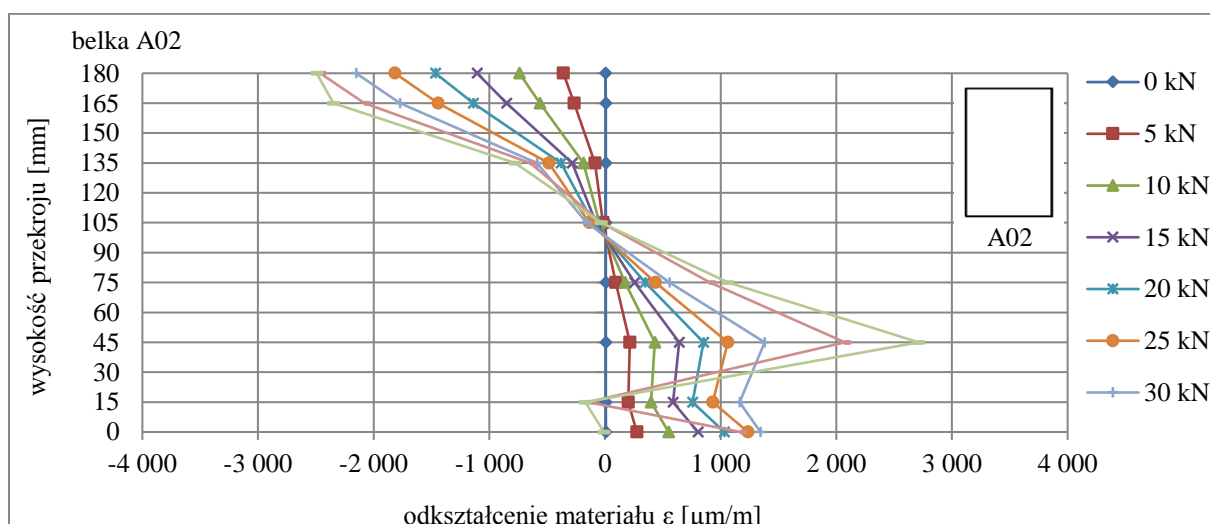
Rys. 5.6. Obraz zniszczenia belki A01



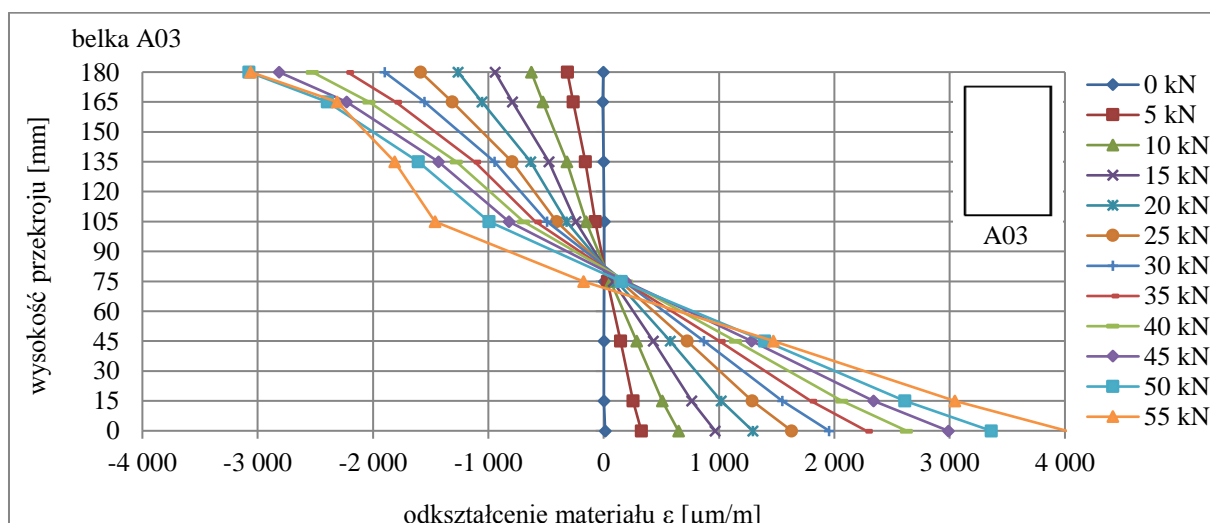
Rys. 5.7. Obraz zniszczenia belki A03



Rys. 5.8. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki A01



Rys. 5.9. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki A02

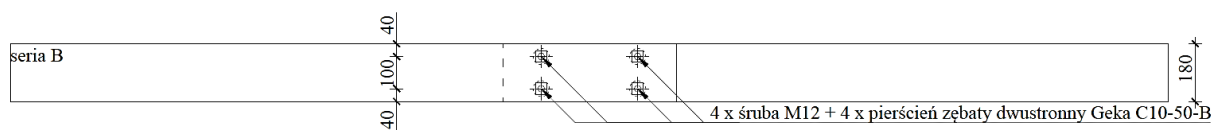


Rys. 5.10. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki A03

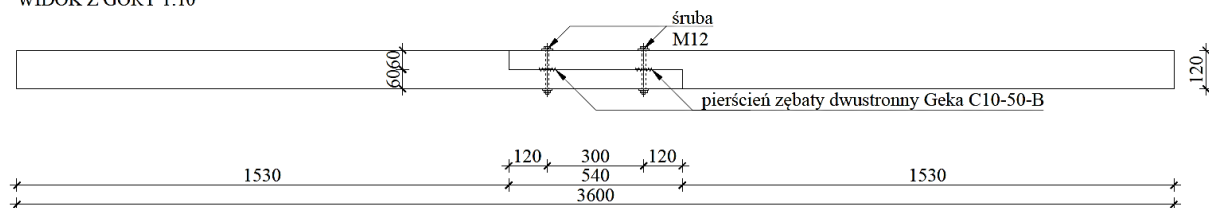
5.2.2. Wyniki badań belek serii B

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA NAKŁADKĘ PROSTĄ W PŁ. PIONOWEJ, 4 ŚRUBY

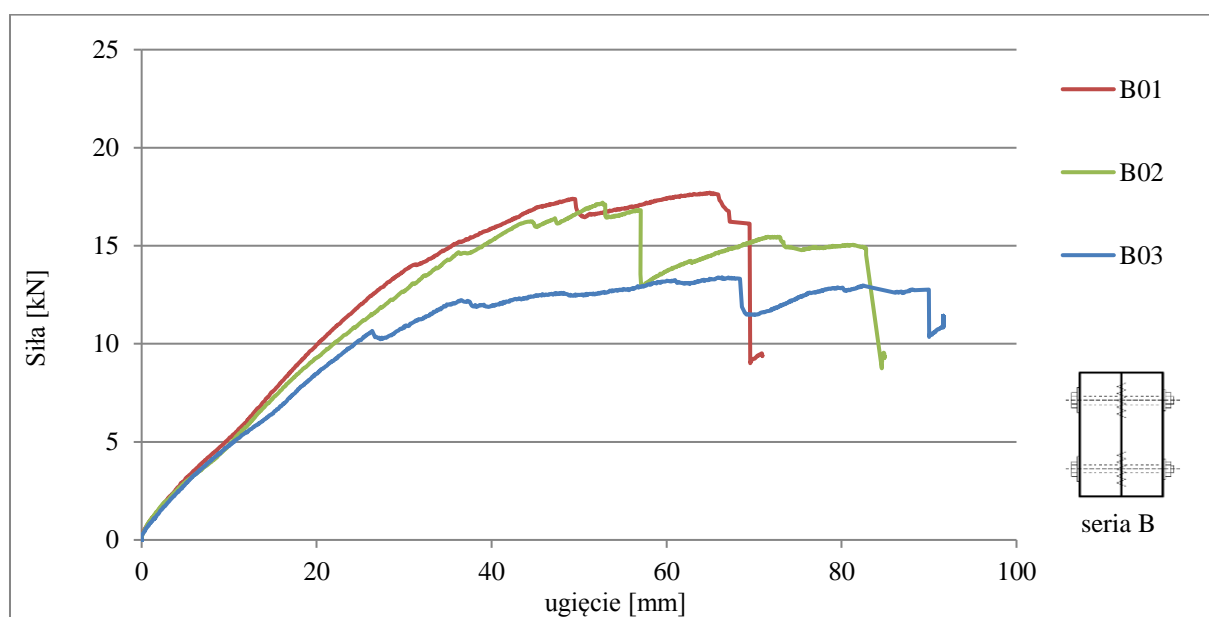
WIDOK Z BOKU 1:10



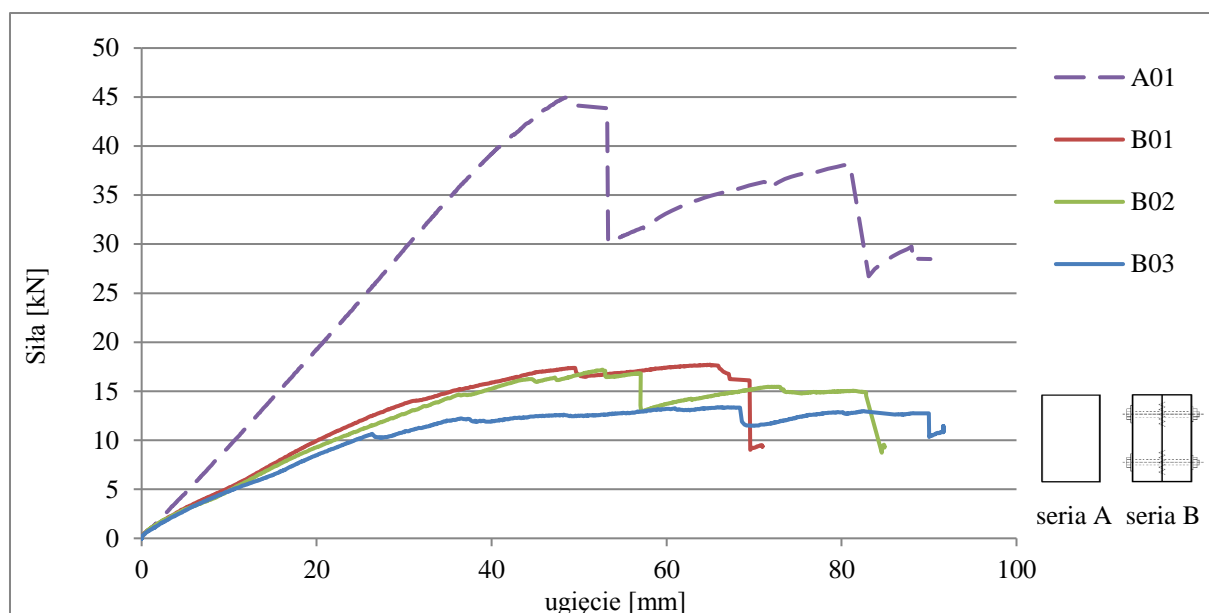
WIDOK Z GÓRY 1:10



Rys. 5.11. Widoki belek serii B



Rys. 5.12. Ścieżki równowagi statycznej belek serii B



Rys. 5.13. Ścieżki równowagi statycznej belek serii B w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii B:

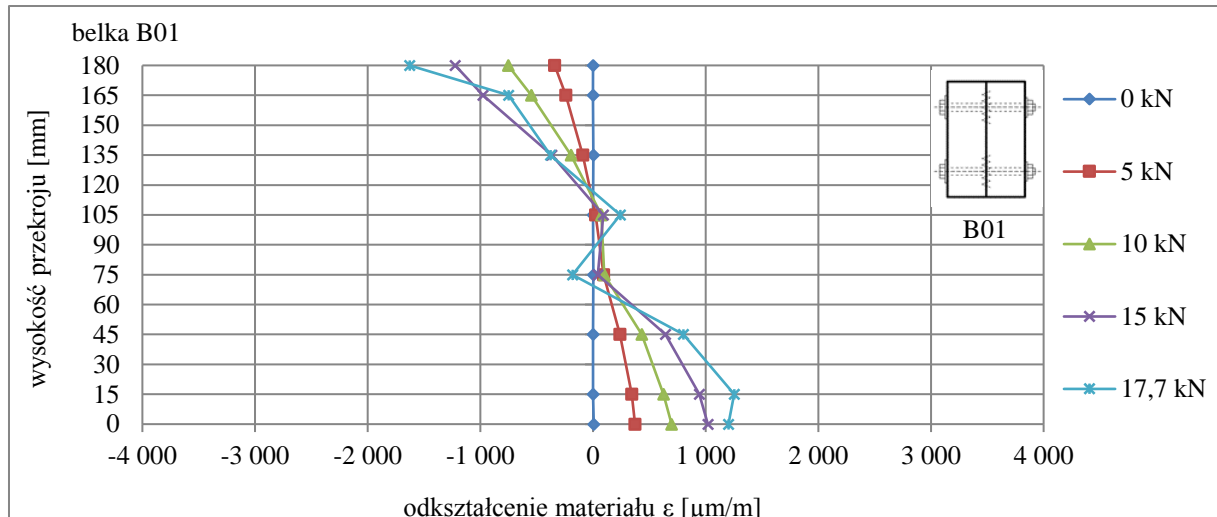
B01: rozluźnienie złącza, zniszczenie włókien górnych końcówki jednej części wskutek nacisku na drugą część – powstanie pęknięcia (15 kN) oraz pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w dolnej strefie poniżej poziomu łączników dolnych – zniszczenie (17 kN);

B02: rozluźnienie złącza, zniszczenie włókien górnych końcówki jednej części wskutek nacisku na drugą część – powstanie pęknięcia (15 kN) i jego propagacja do osiągnięcia siły maks.; pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w dolnej strefie (z drugiej strony) na poziomie łączników dolnych – zniszczenie (17 kN);

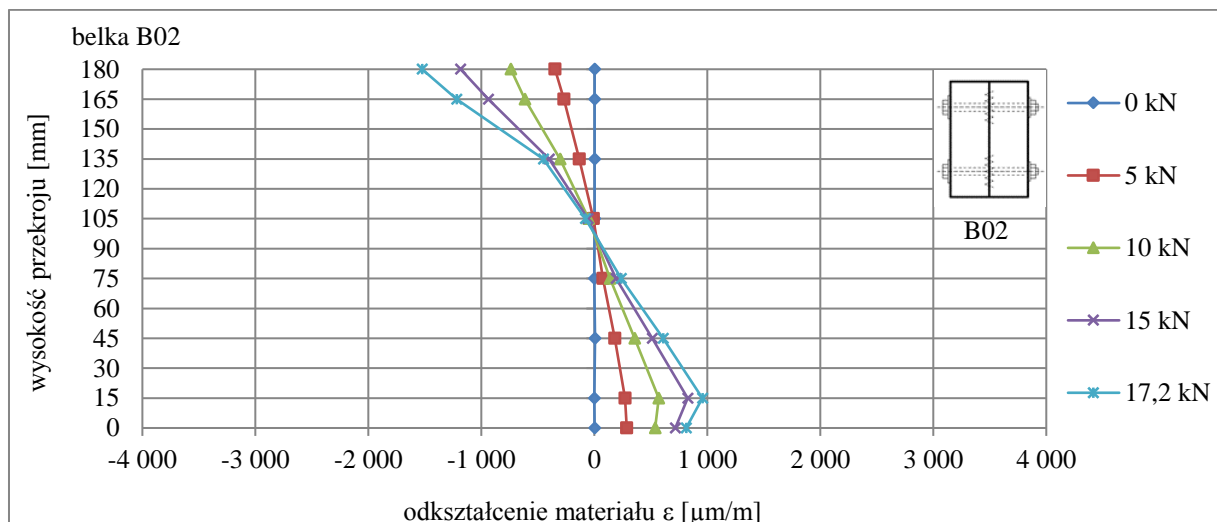
B03: rozluźnienie złącza oraz powstanie pęknięcia w górnej strefie na poziomie łączników górnych (z drugiej strony); zniszczenie w wyniku pęknięcia (rozwarstwienia się) włókien w dolnej strefie belki poniżej i na poziomie łączników po powstaniu i propagacji pęknięć w tej strefie (12 kN) – rys. 5.14.



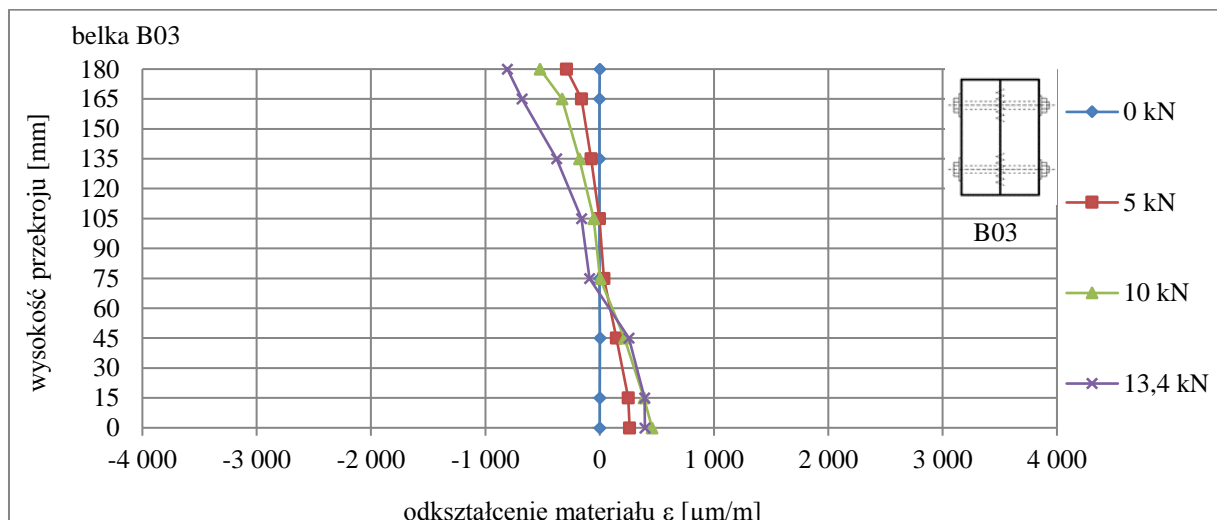
Rys. 5.14. Obraz zniszczenia belki B03



Rys. 5.15. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki B01



Rys. 5.16. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki B02

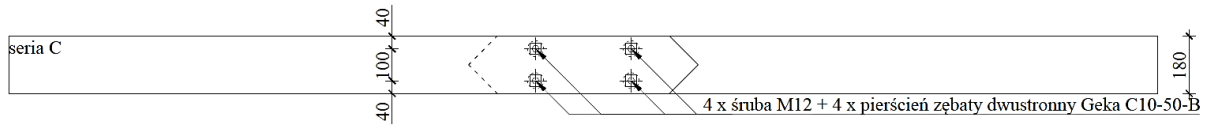


Rys. 5.17. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki B03

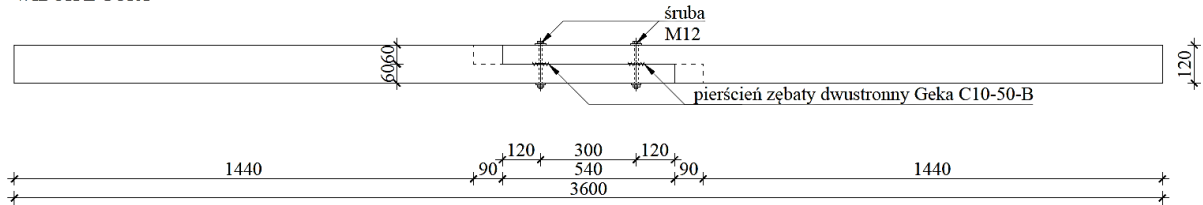
5.2.3. Wyniki badań belek serii C

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA NAKŁADKĘ ZE ŚCIĘCIEM W PŁ. PIONOWEJ, 4 ŚRUBY

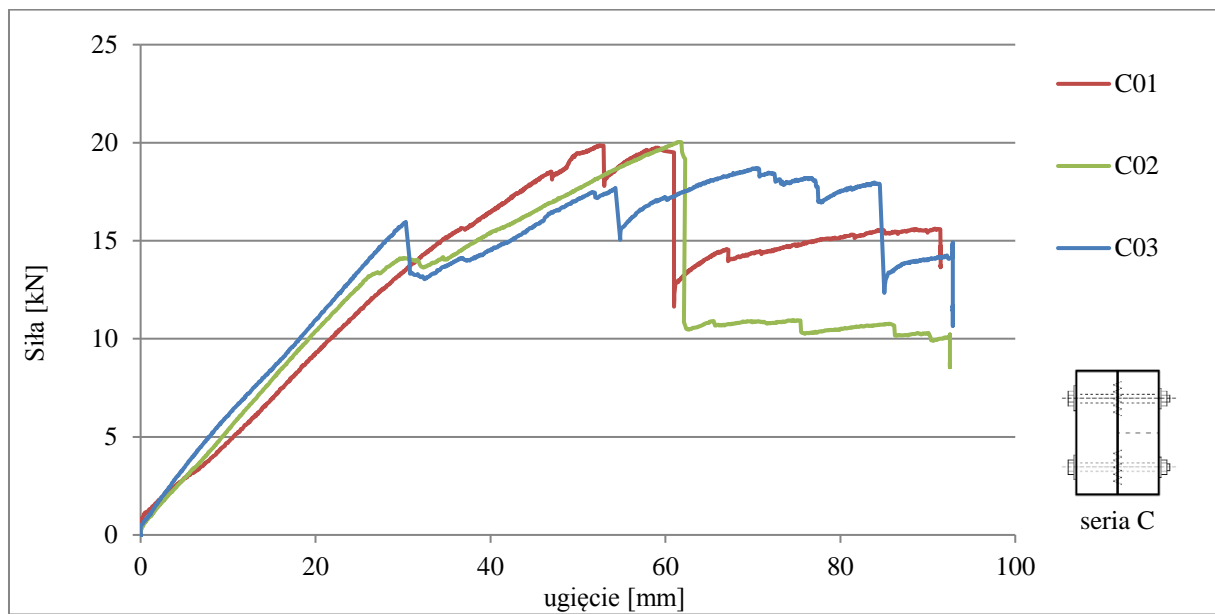
WIDOK Z BOKU



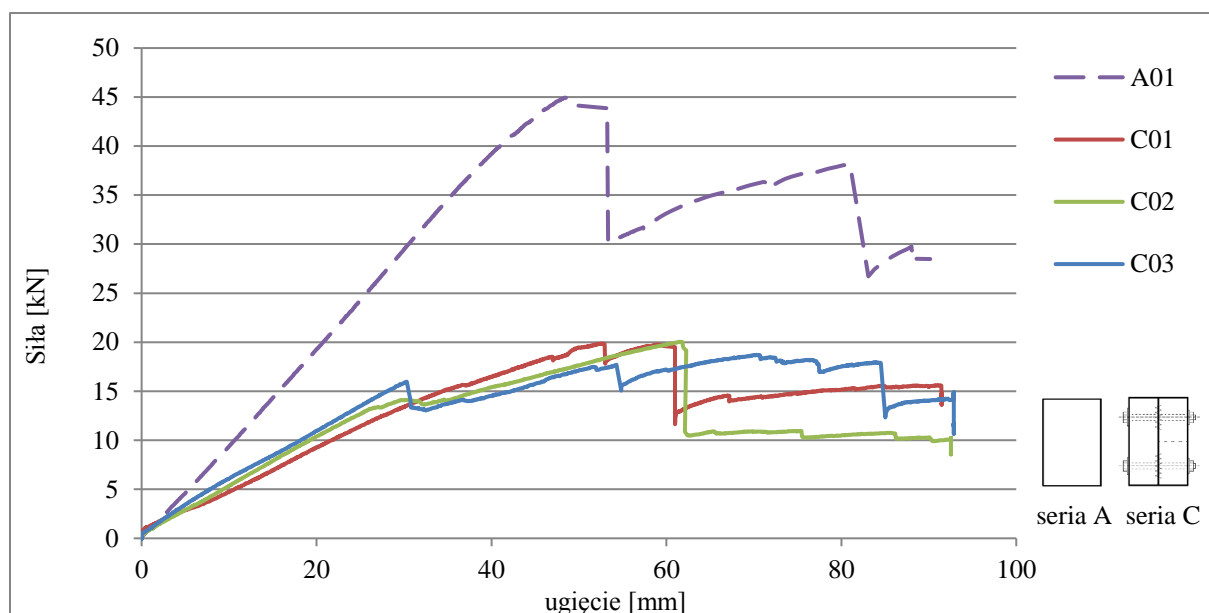
WIDOK Z GÓRY



Rys. 5.18. Widoki belek serii C



Rys. 5.19. Ścieżki równowagi statycznej belek serii C



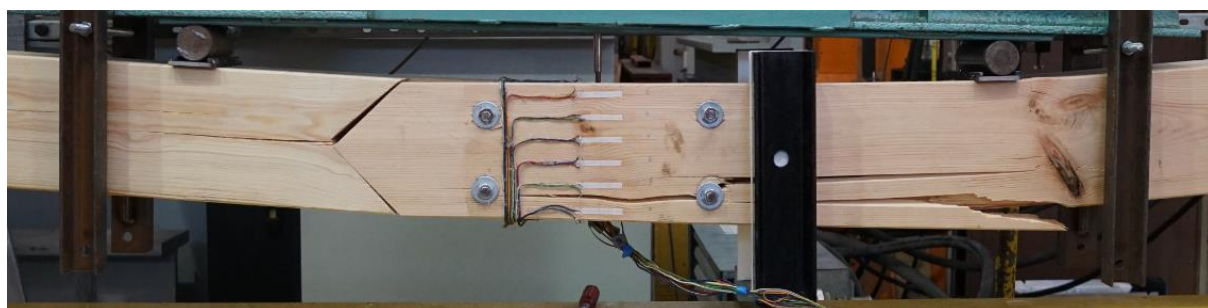
Rys. 5.20. Ścieżki równowagi statycznej belek serii C w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii C:

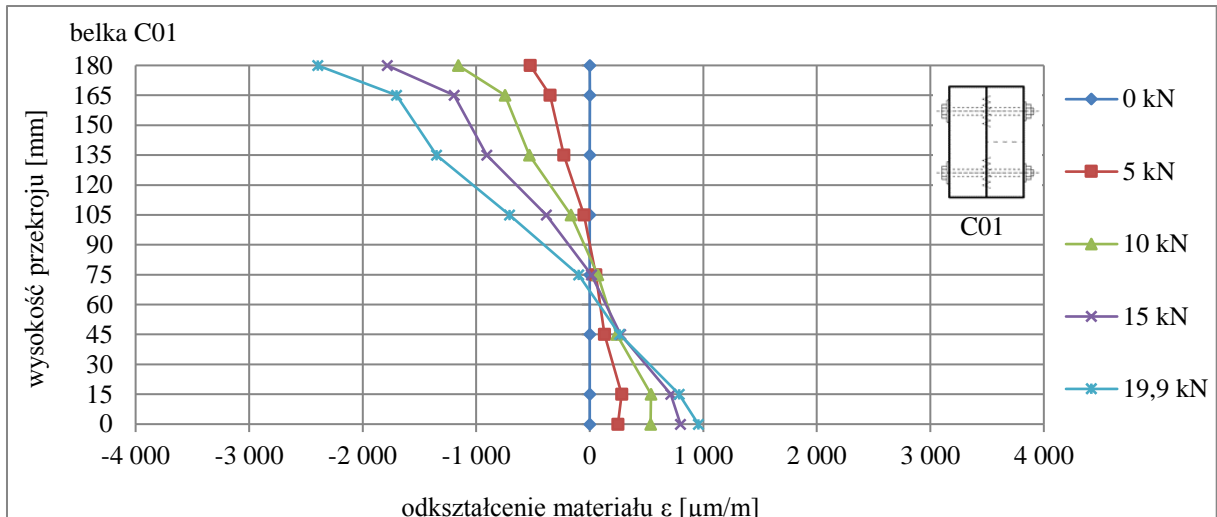
C01: pojawienie się pęknięcia w gnieździe (części z wycięciem) w środku wysokości jednej części wskutek docisku drugiej części belki (15 kN); powstanie pęknięcia w dolnej strefie belki na granicy strefy zginanej w okolicy sęka (19 kN), propagacja rysy i powstanie kolejnych pęknięć na poziomie łączników dolnych aż do zniszczenia – rys. 5.21;

C02: pojawienie się pęknięcia w gnieździe w środku wysokości jednej części wskutek docisku drugiej części belki (15 kN); zniszczenie: pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w dolnej strefie na poziomie łączników dolnych w obszarze zginania (z drugiej strony);

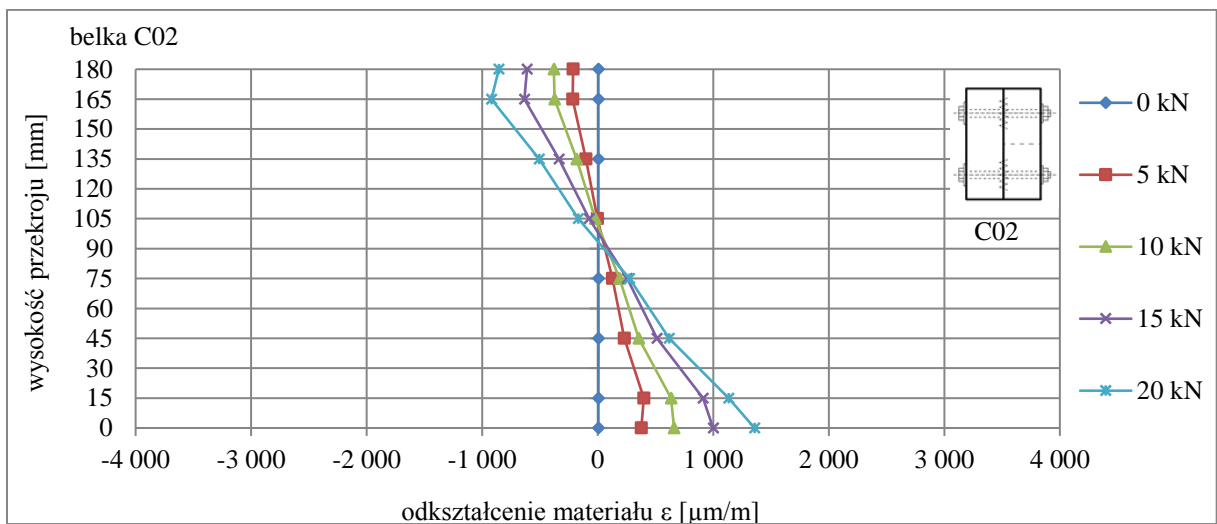
C03: pojawienie się pęknięcia w gnieździe w środku wysokości jednej części wskutek docisku drugiej części belki (17.5 kN); zniszczenie: pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w środku wysokości oraz na poziomie łączników dolnych w obszarze zginania (z drugiej strony).



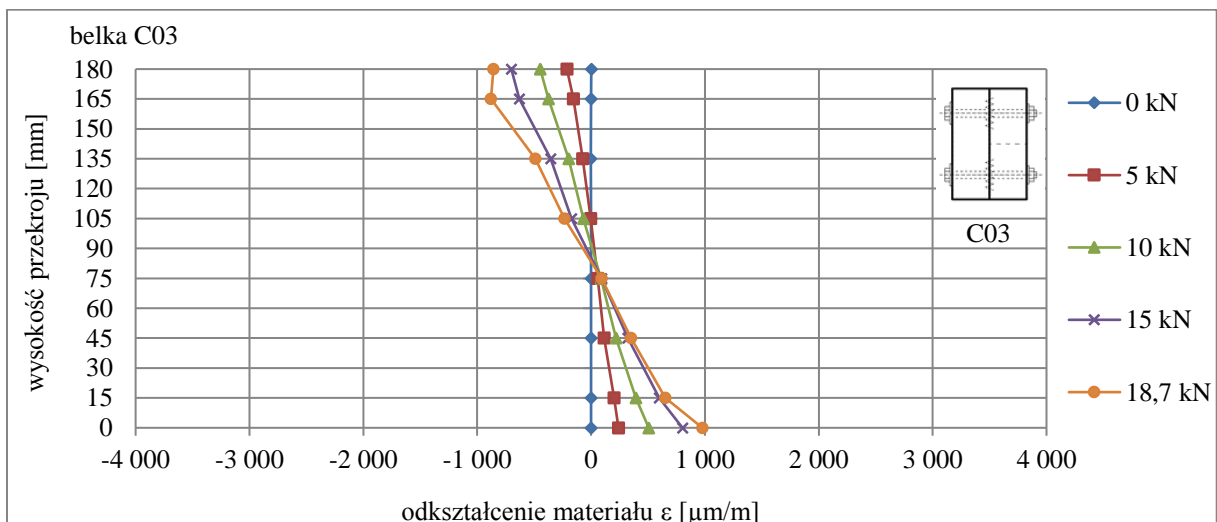
Rys. 5.21. Obraz zniszczenia belki C01



Rys. 5.22. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki C01



Rys. 5.23. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki C02

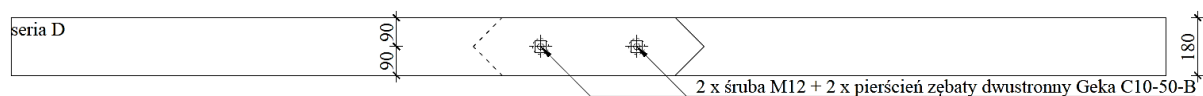


Rys. 5.24. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki C03

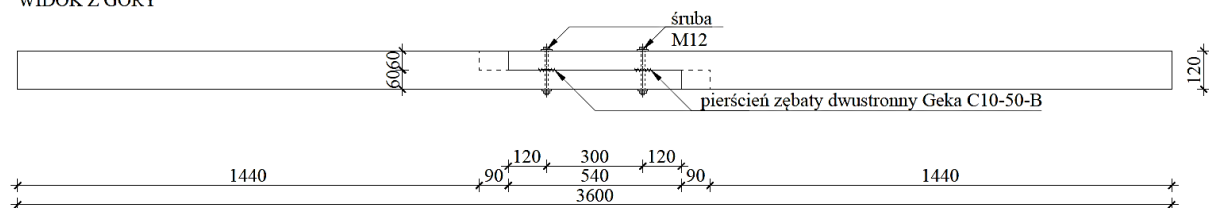
5.2.4. Wyniki badań belek serii D

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA NAKŁADKĘ ZE ŚCIECIEM W PŁ. PIONOWEJ, 2 ŚRUBY

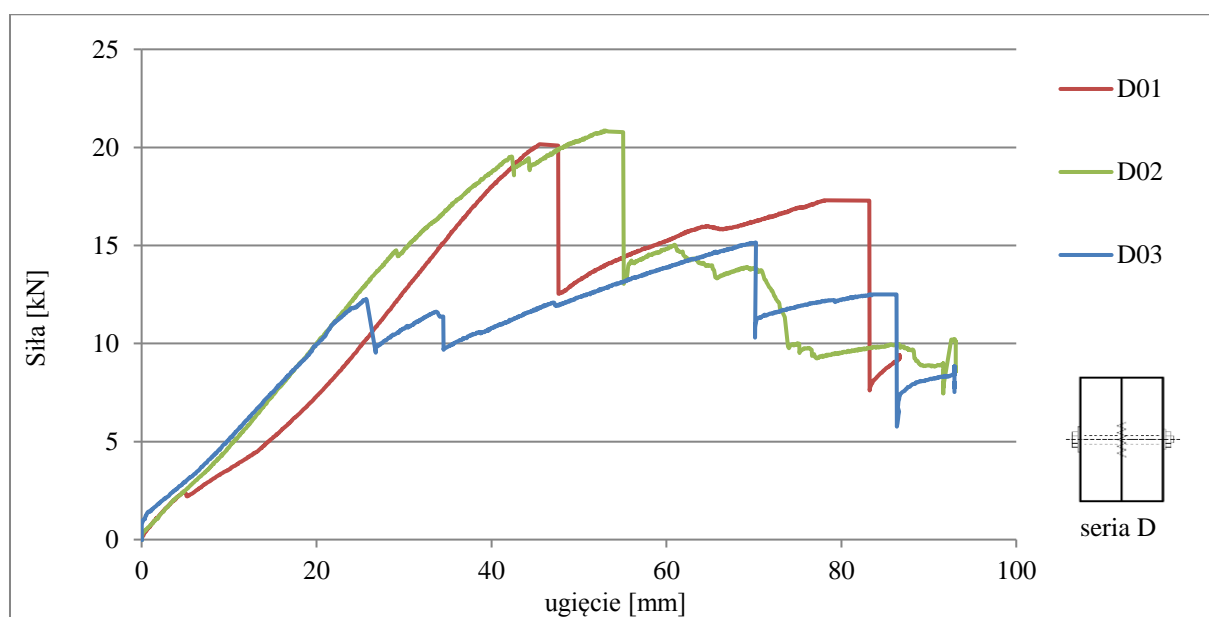
WIDOK Z BOKU



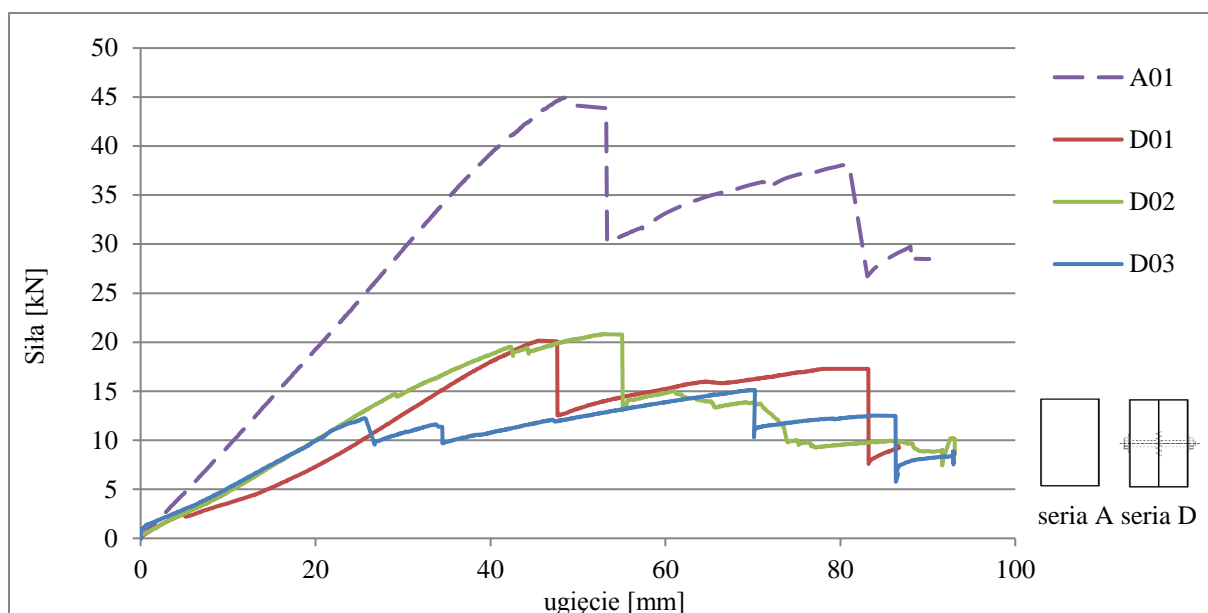
WIDOK Z GÓRY



Rys. 5.25. Widoki belek serii D



Rys. 5.26. Ścieżki równowagi statycznej belek serii D



Rys. 5.27. Ścieżki równowagi statycznej belek serii D w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii D:

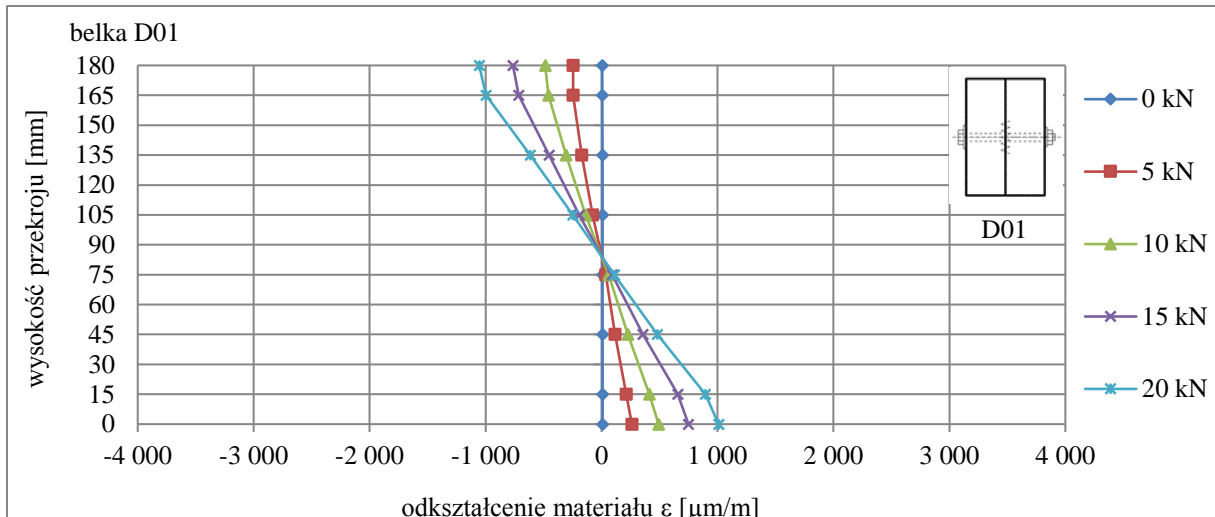
D01: poszerzenie się istniejącego pęknięcia w gnieździe (części z wycięciem) w środku wysokości jednej części wskutek docisku drugiej części belki i rozluźnienie złącza; zniszczenie: pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w środku wysokości – na poziomie łączników w obszarze zginania (z drugiej strony);

D02: poszerzenie się istniejącego pęknięcia w gnieździe w strefie górnej jednej części wskutek docisku drugiej części belki i rozluźnienie złącza; powstanie rysy poniżej środka wysokości w czopie (części dochodzącej) drugiej części belki; zniszczenie: pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w środku wysokości – na poziomie łączników oraz w dolnej strefie – poniżej poziomu łączników w obszarze zginania (z drugiej strony);

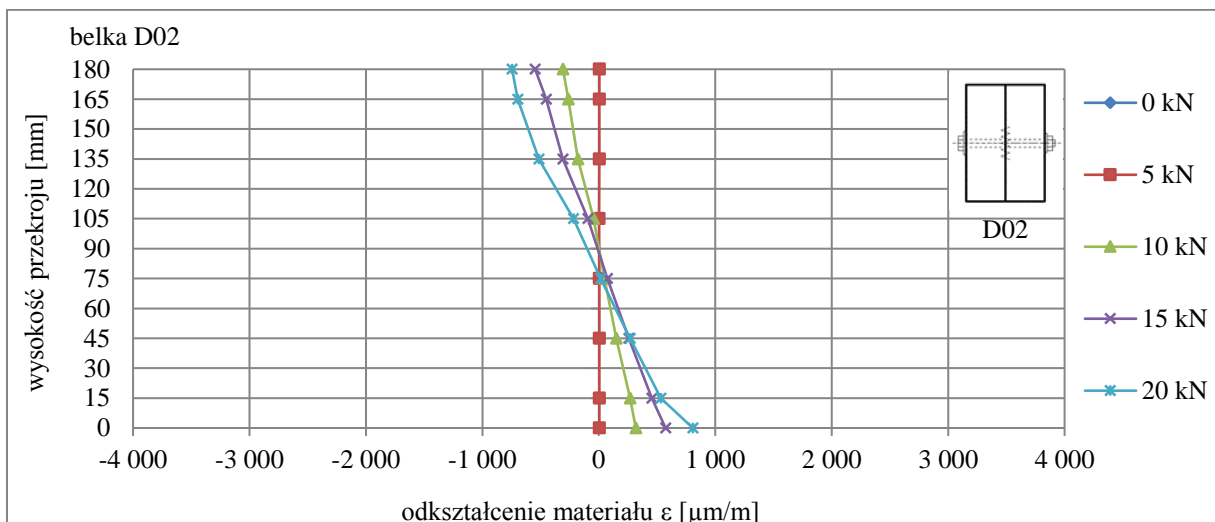
D03: pojawienie się pęknięcia w gnieździe w strefie górnej jednej części wskutek docisku drugiej części belki, propagacja rysy i rozluźnienie złącza; zniszczenie: pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w środku wysokości – na poziomie łączników oraz w dolnej strefie – poniżej poziomu łączników w obszarze zginania (z drugiej strony) – rys. 5.28.



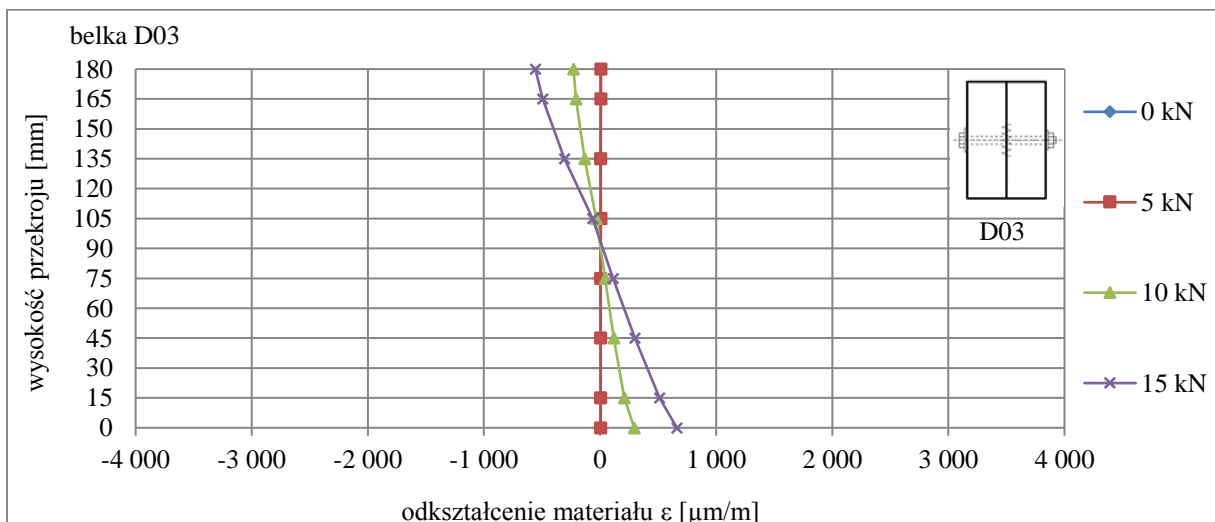
Rys. 5.28. Obraz zniszczenia belki D03



Rys. 5.29. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki D01



Rys. 5.30. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki D02

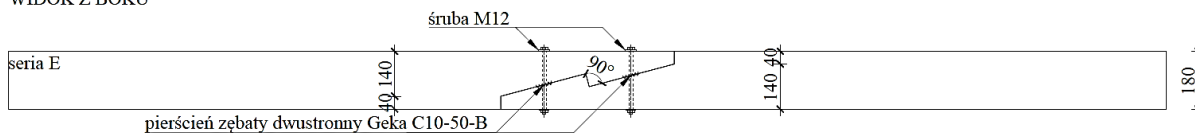


Rys. 5.31. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki D03

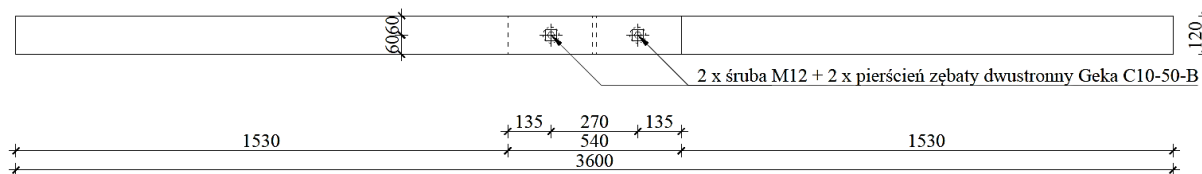
5.2.5. Wyniki badań belek serii E

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, 2 ŚRUBY

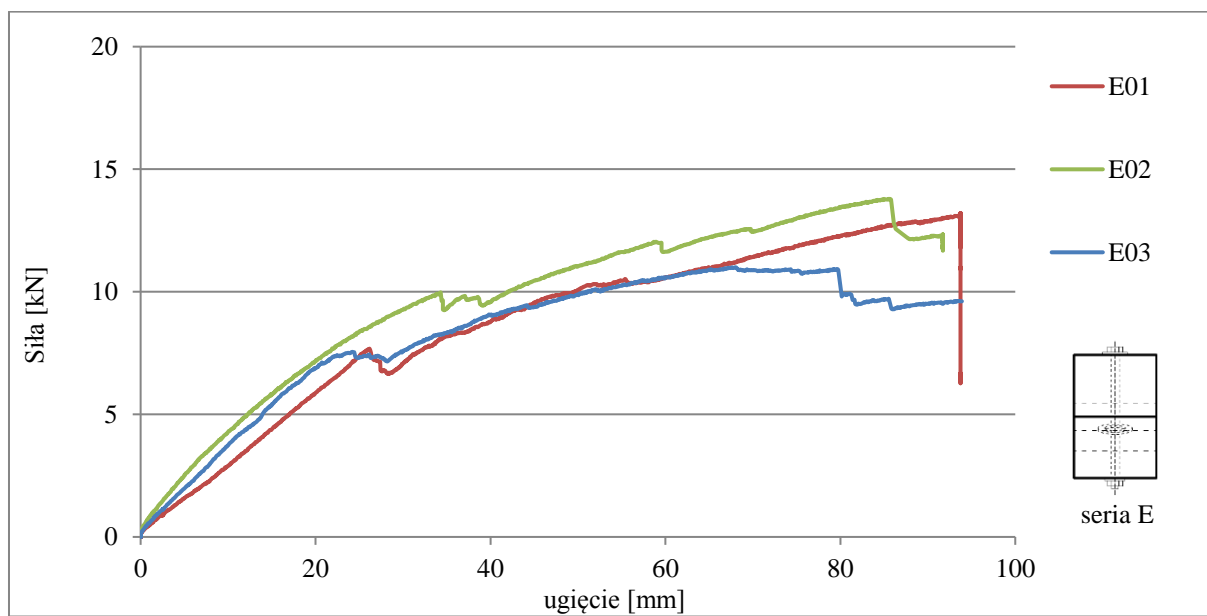
WIDOK Z BOKU



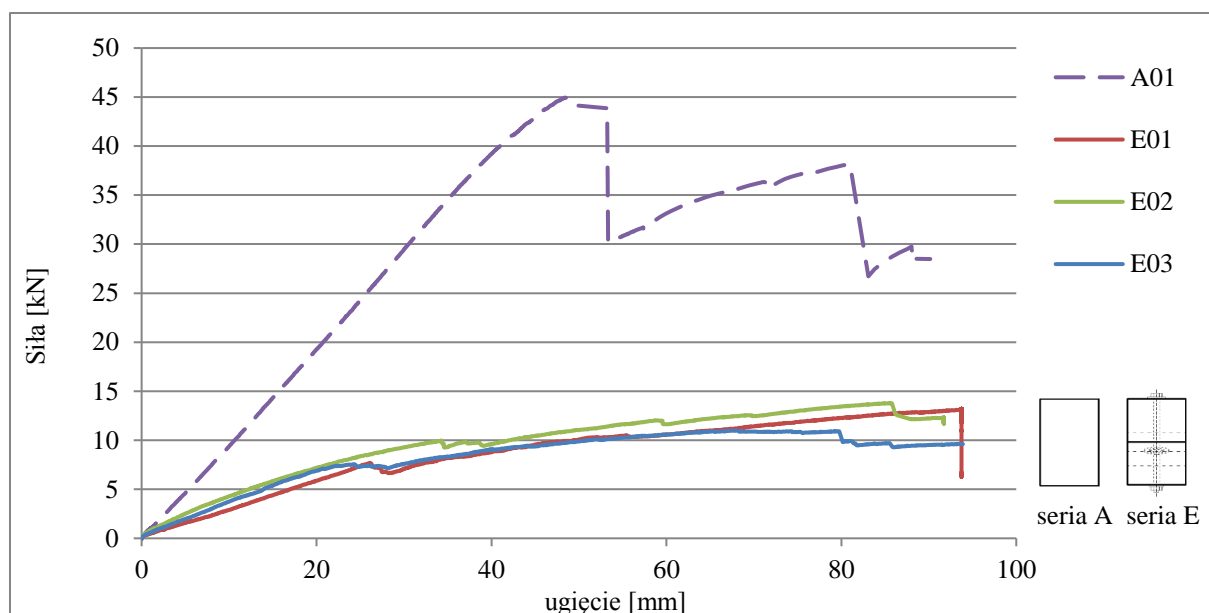
WIDOK Z GÓRY



Rys. 5.32. Widoki belek serii E



Rys. 5.33. Ścieżki równowagi statycznej belek serii E



Rys. 5.34. Ścieżki równowagi statycznej belek serii E w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii E:

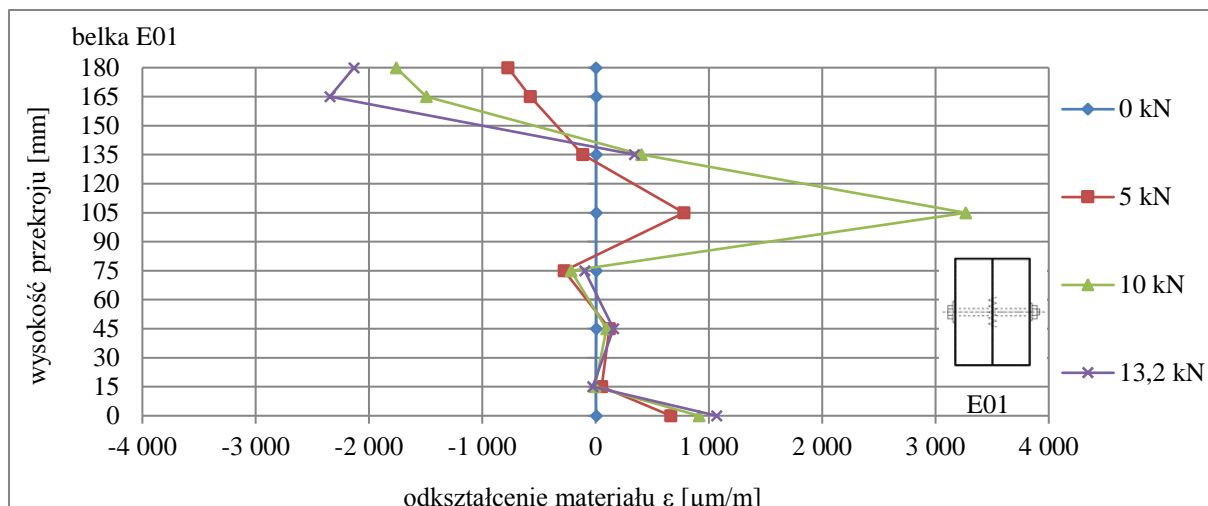
E01: rozluźnienie złącza w strefie dolnej; powstanie (10 kN) i propagacja pęknięć w jednej części belki przy krawędzi znaku pioruna w części środkowej (z obu stron) zarówno w górnej, jak i dolnej części belki i rozszerzanie się rys istniejących; zniszczenie włókien górnych w wyniku ściskania i kompletne rozluźnienie złącza w dolnej strefie;

E02: rozluźnienie złącza w strefie dolnej; powstanie rysy przy krawędzi znaku pioruna w pobliżu sęka (10 kN) i w środku wysokości przy krawędzi znaku pioruna (z drugiej strony) oraz dalsza propagacja pęknięć do zniszczenia; zniszczenie włókien przy krawędzi znaku pioruna w strefie górnej w wyniku ściskania; ścięcie części włókien przy krawędziach połączenia;

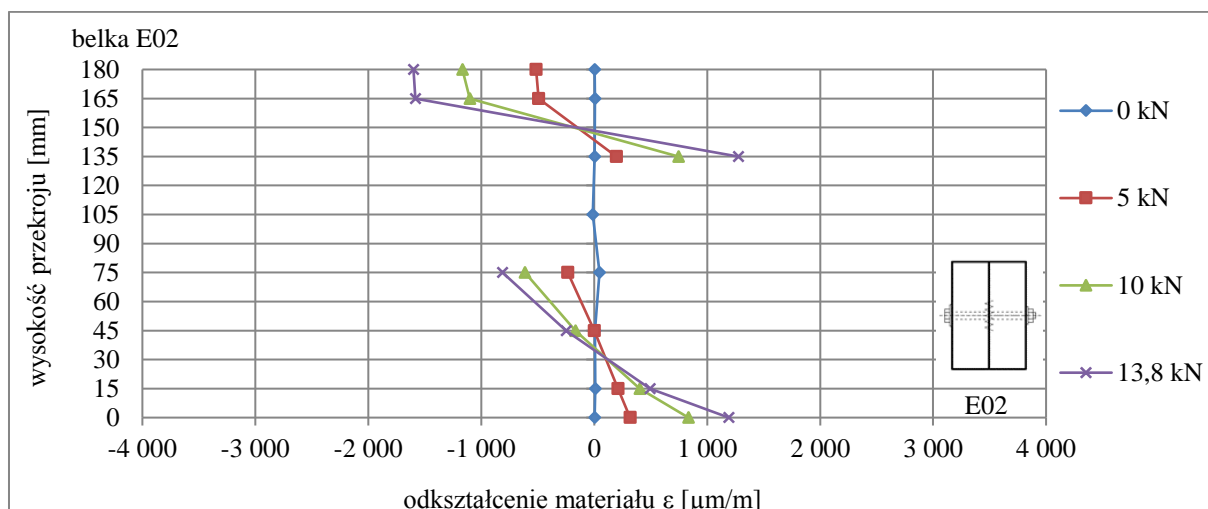
E03: rozluźnienie złącza w strefie dolnej; powstanie (10 kN) i propagacja pęknięć w jednej części belki przy krawędzi znaku pioruna w części środkowej (z obu stron), też w pobliżu sęka (z drugiej strony) – rys. 5.35.



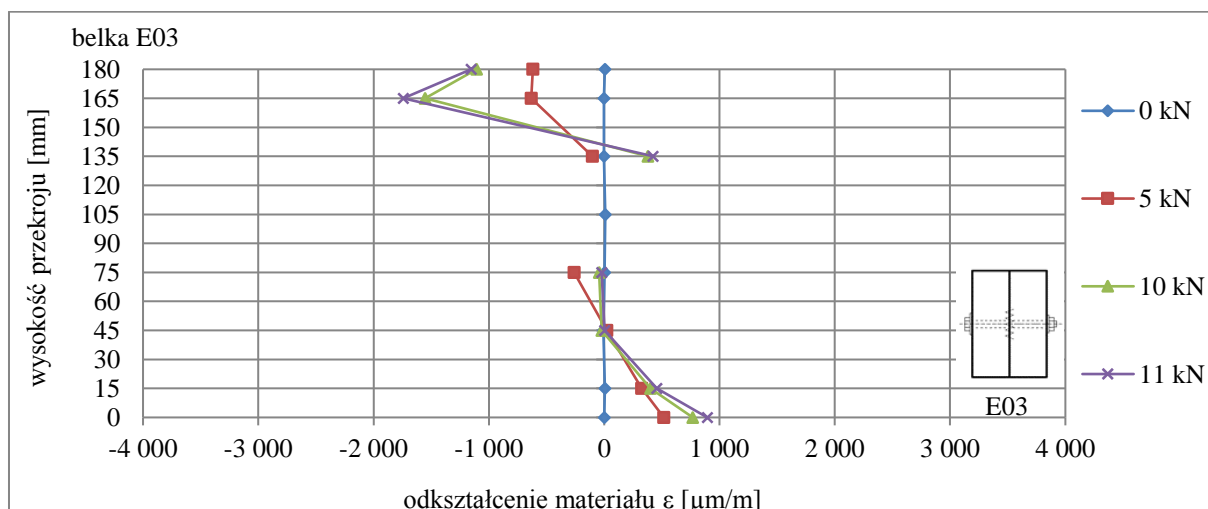
Rys. 5.35. Obraz zniszczenia belki E03



Rys. 5.36. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki E01



Rys. 5.37. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki E02



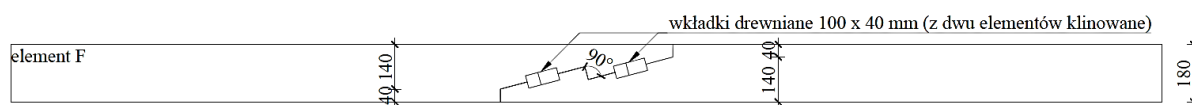
Rys. 5.38. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki E03

* Nieciągłość wykresów oznacza uszkodzenie tensometrów w trakcie badań.

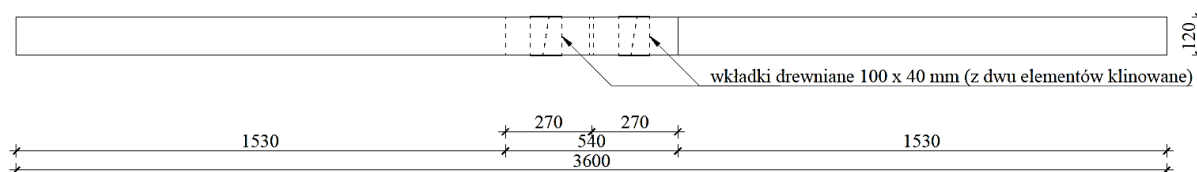
5.2.6. Wyniki badań belek serii F

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, WKŁADKI DREWNIANE

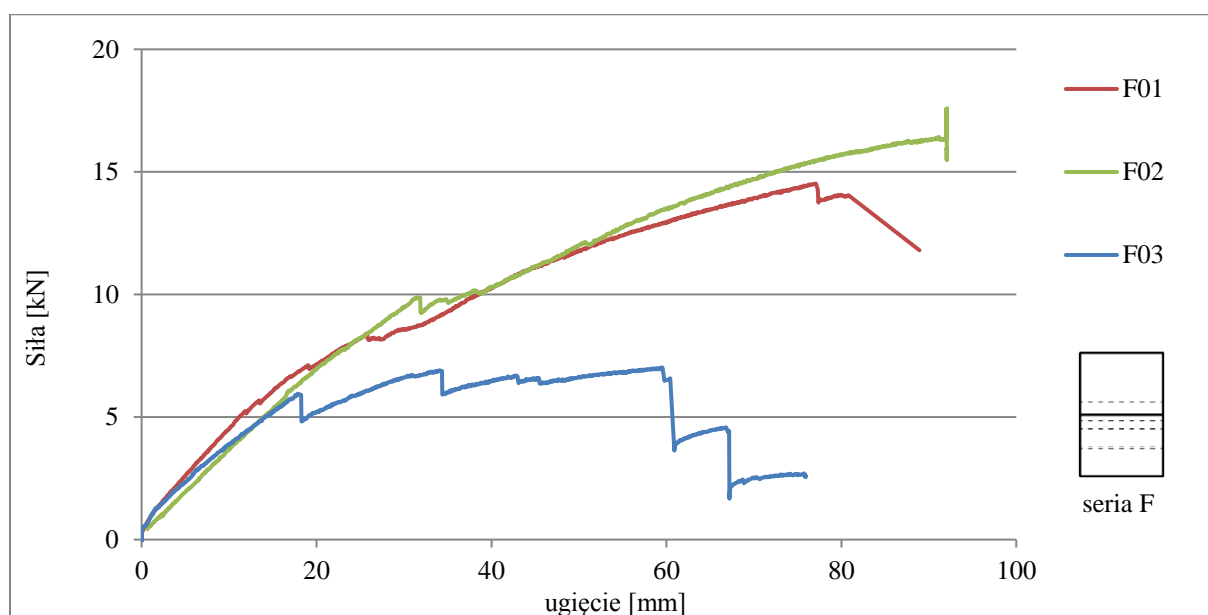
WIDOK Z BOKU



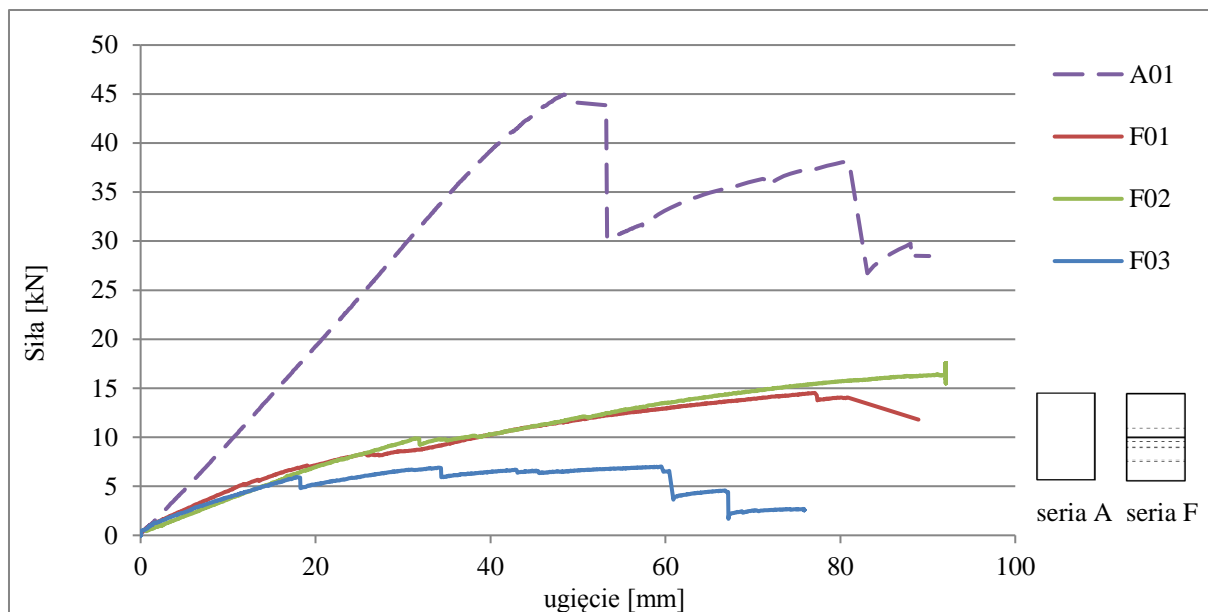
WIDOK Z GÓRY



Rys. 5.39. Widoki belek serii F



Rys. 5.40. Ścieżki równowagi statycznej belek serii F



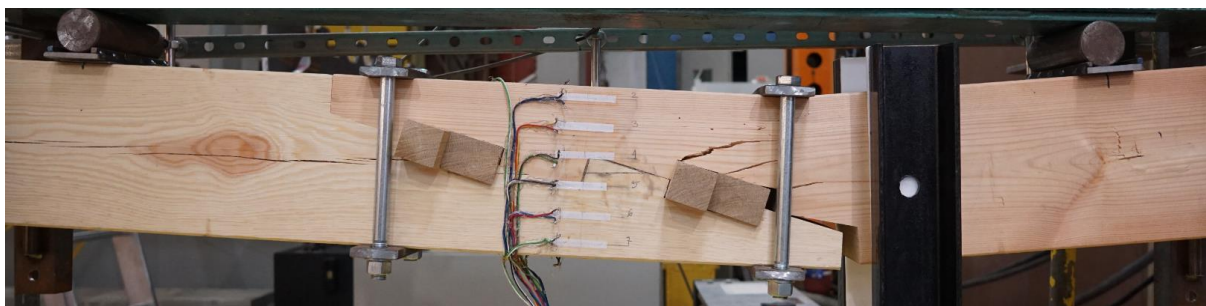
Rys. 5.41. Ścieżki równowagi statycznej belek serii F w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii F:

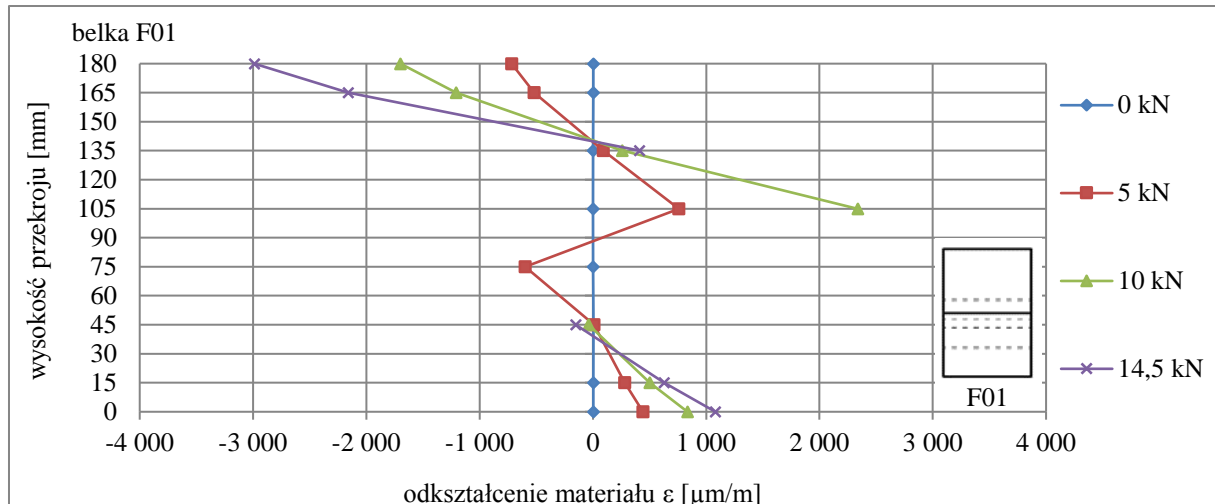
F01: powstanie rys przy krawędziach znaku pioruna przy wkładkach drewnianych (10 kN) w górnej części łączonej belki i dalsza propagacja pęknięć (z obu stron); rozluźnienie złącza w dolnej strefie; pęknięcia w strefie środkowej belki (z drugiej strony) przy krawędzi znaku pioruna – rys. 5.42;

F02: rozluźnienie złącza w dolnej strefie; rozszerzanie się rys istniejących oraz powstawanie nowych pęknięć przy krawędzi znaku pioruna; powstanie rys przy krawędziach znaku pioruna przy wkładkach drewnianych w górnej części łączonej belki i dalsza propagacja pęknięć (z drugiej strony);

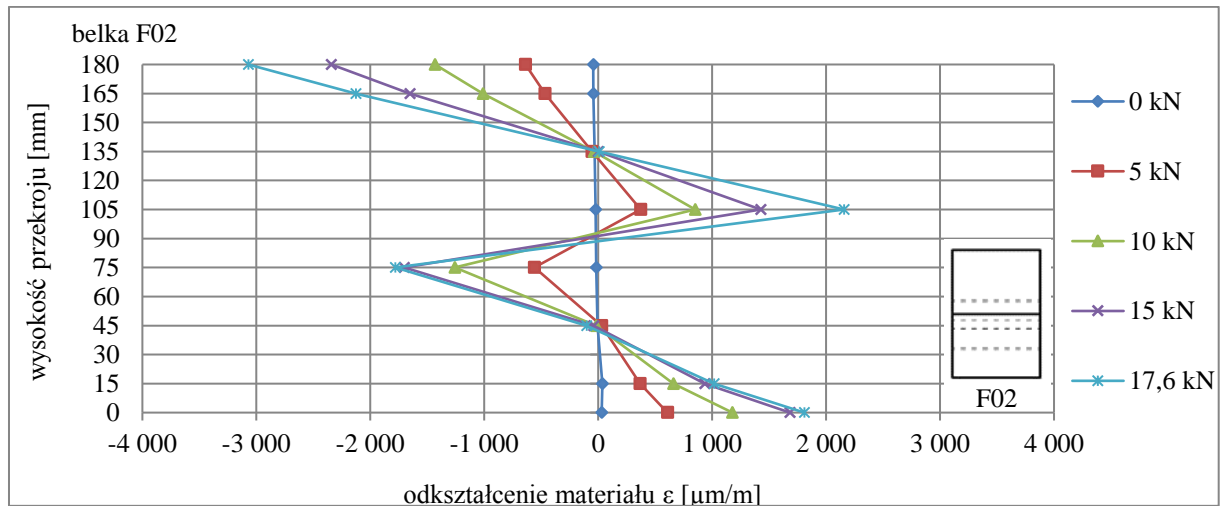
F03: powstanie rys (poziomych, pionowych i ukośnych) przy krawędziach znaku pioruna przy wkładkach drewnianych (z obu stron) i w okolicy istniejącego sęka.



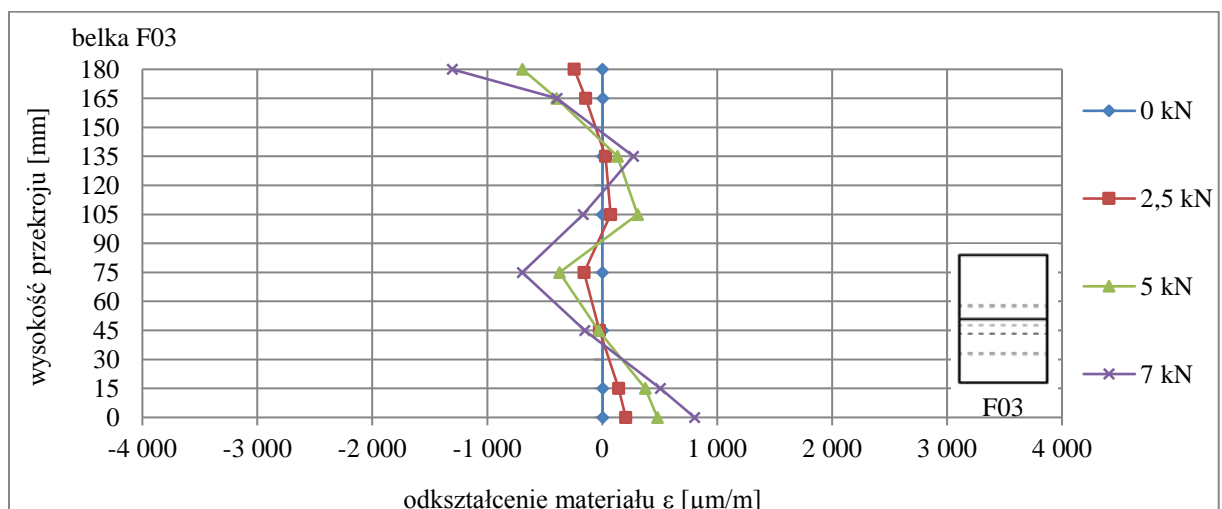
Rys. 5.42. Obraz zniszczenia belki F01



Rys. 5.43. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki F01



Rys. 5.44. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki F02



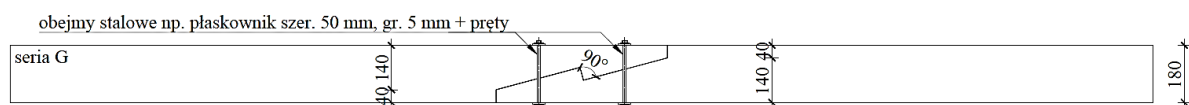
Rys. 5.45. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki F03

* Nieciągłość wykresów oznacza uszkodzenie tensometrów w trakcie badań.

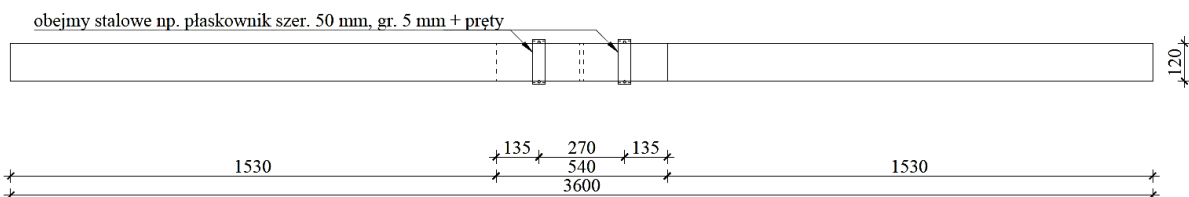
5.2.7. Wyniki badań belek serii G

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, OBEJMY STALOWE (PŁASKOWNIK+PRETY)

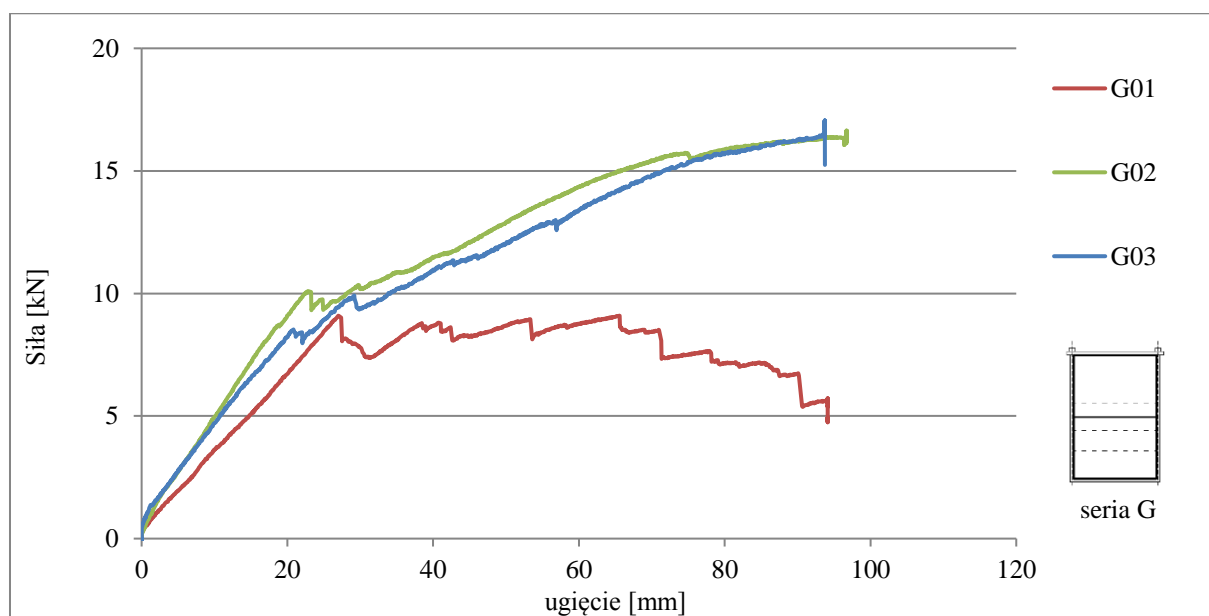
WIDOK Z BOKU



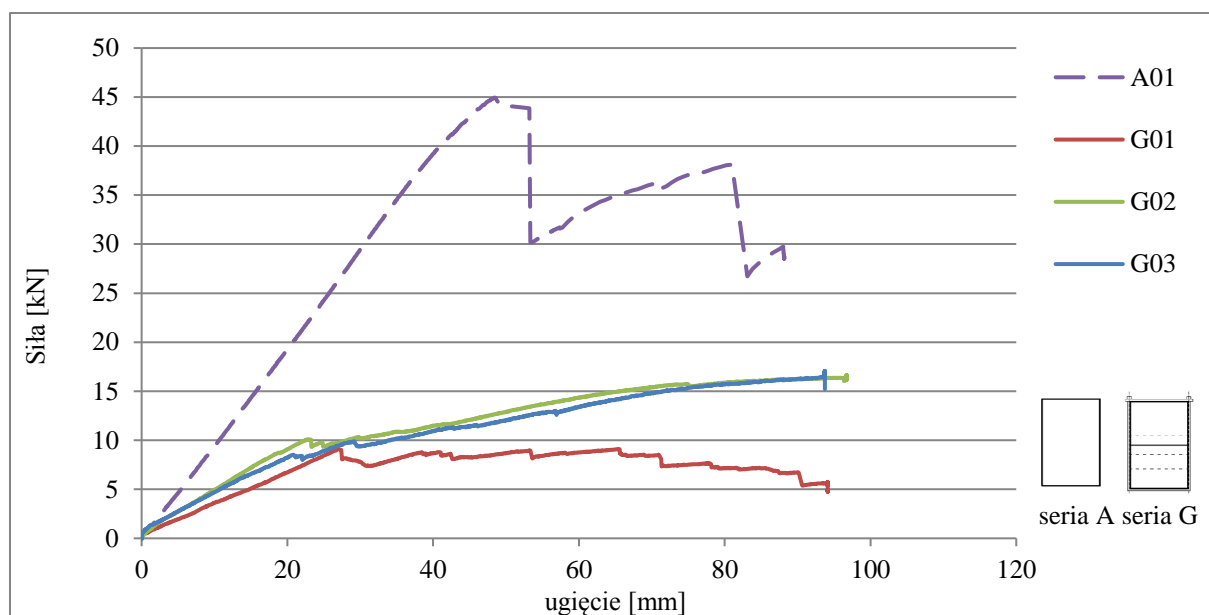
WIDOK Z GÓRY



Rys. 5.46. Widoki belek serii G



Rys. 5.47. Ścieżki równowagi statycznej belek serii G



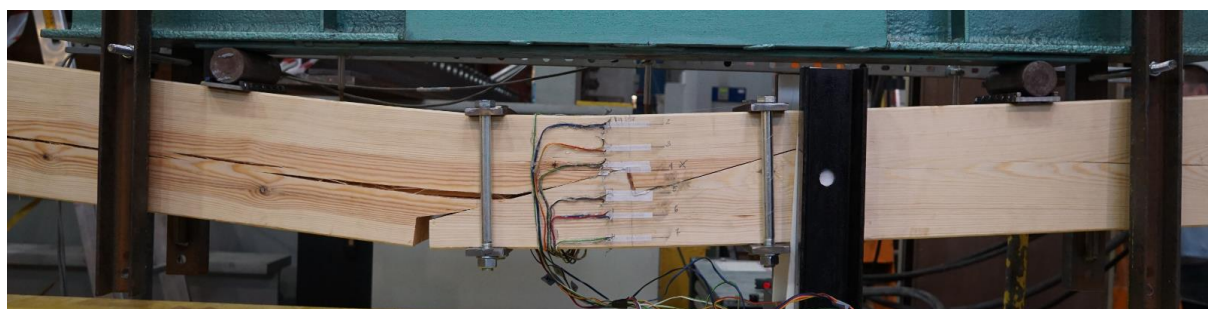
Rys. 5.48. Ścieżki równowagi statycznej belek serii G w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii G:

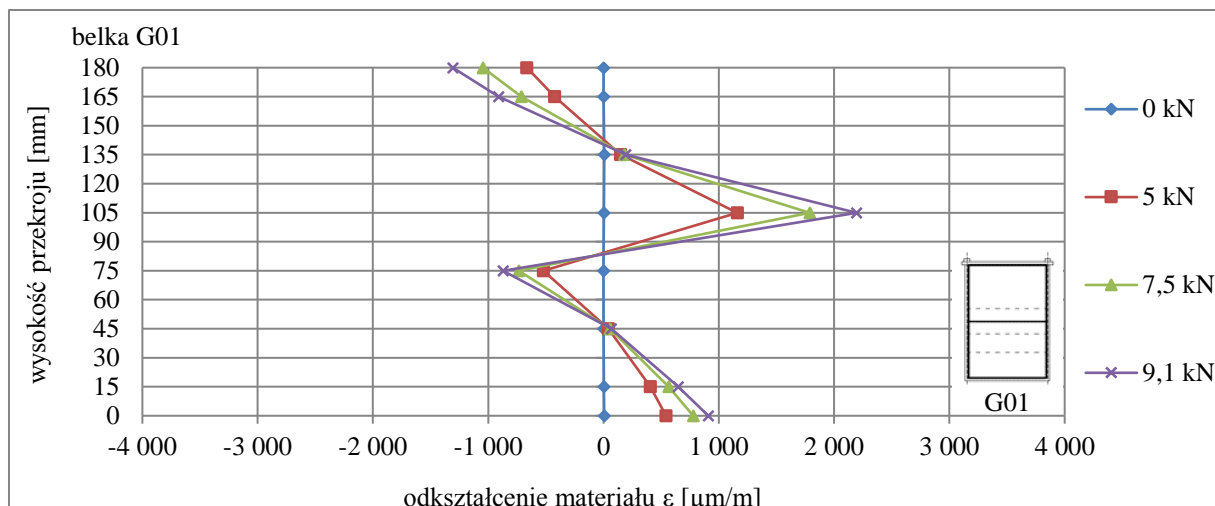
G01: rozluźnienie złącza w dolnej strefie; powstanie i propagacja rys poziomych na krawędzi znaku pioruna; powstanie rys pionowych w strefie górnej;

G02: rozluźnienie złącza w dolnej strefie; rozszerzanie się rys istniejących oraz powstawanie nowych pęknięć przy krawędzi znaku pioruna aż do zniszczenia – rys. 5.49;

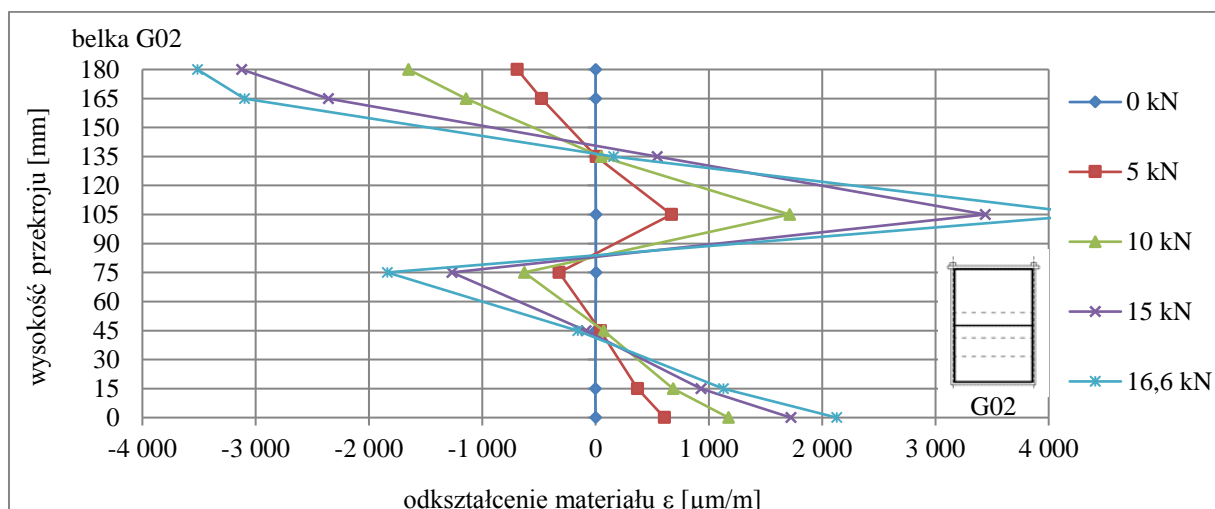
G03: rozluźnienie złącza w dolnej strefie; rozszerzanie się rys istniejących oraz powstawanie wielu nowych pęknięć przy krawędzi znaku pioruna aż do zniszczenia (z obu stron).



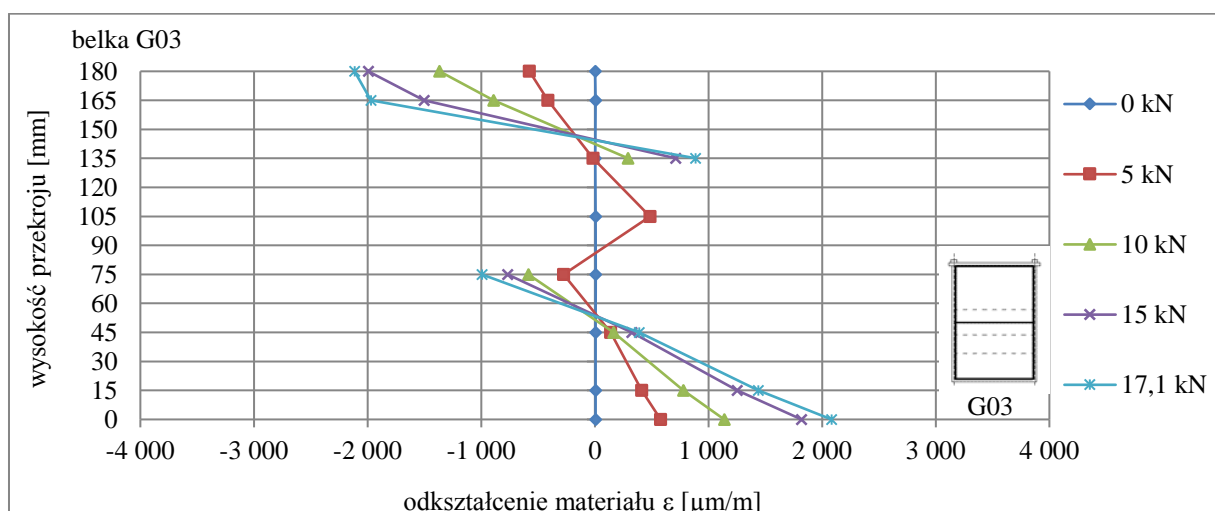
Rys. 5.49. Obraz zniszczenia belki G02



Rys. 5.50. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki G01



Rys. 5.51. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki G02



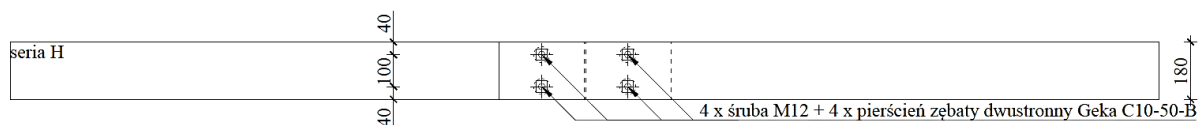
Rys. 5.52. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki G03

* Nieciągłość wykresów oznacza uszkodzenie tensometrów w trakcie badań.

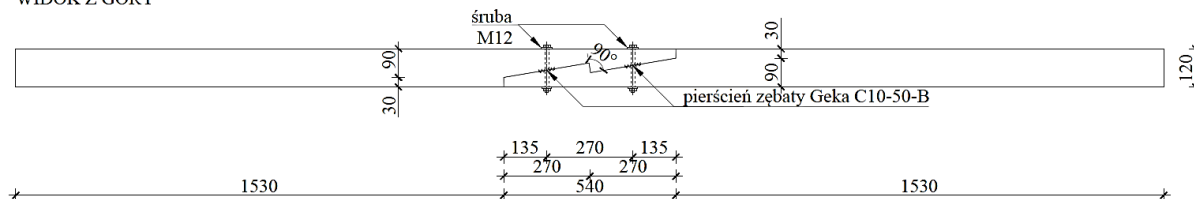
5.2.8. Wyniki badań belek serii H

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. PIONOWEJ

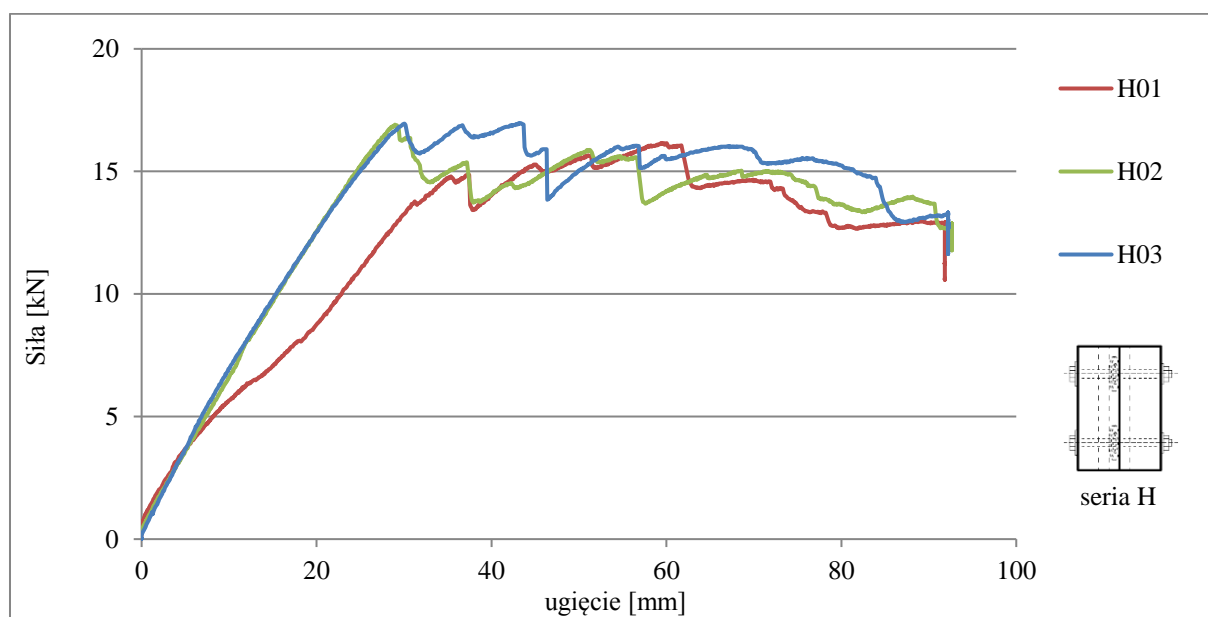
WIDOK Z BOKU



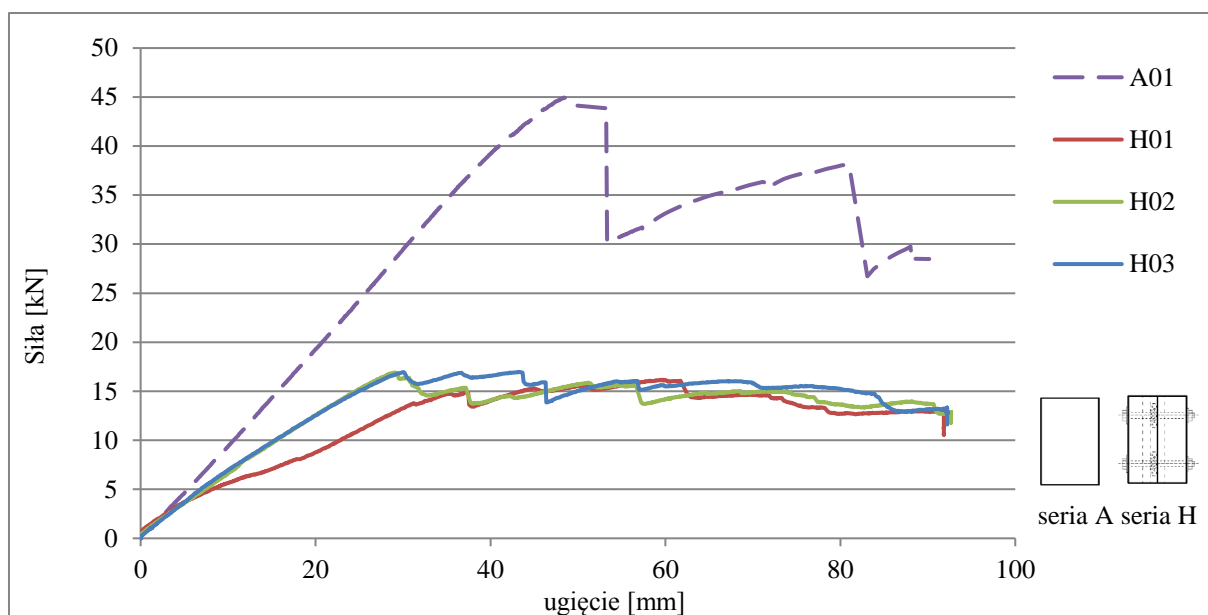
WIDOK Z GÓRY



Rys. 5.53. Widoki belek serii H



Rys. 5.54. Ścieżki równowagi statycznej belek serii H



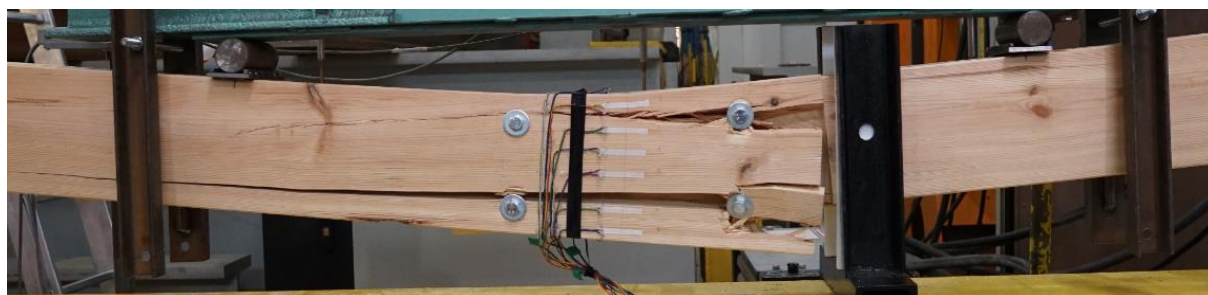
Rys. 5.55. Ścieżki równowagi statycznej belek serii H w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii H:

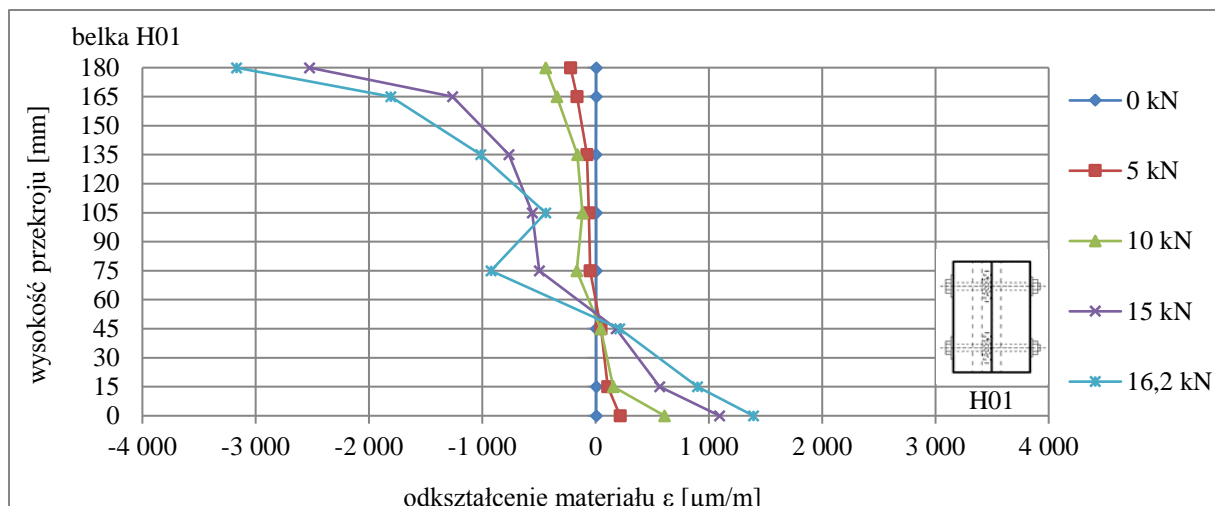
H01: rozluźnienie złącza, zniszczenie włókien górnych końcówki jednej części wskutek nacisku na drugą część; znaczne pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w dolnej strefie na poziomie łączników dolnych oraz w środku wysokości pomiędzy łącznikami (z drugiej strony) – zniszczenie;

H02: rozluźnienie złącza, zniszczenie włókien górnych końcówki jednej części wskutek nacisku na drugą część; znaczne pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w dolnej strefie na poziomie łączników dolnych oraz w środku wysokości pomiędzy łącznikami (z drugiej strony) – zniszczenie;

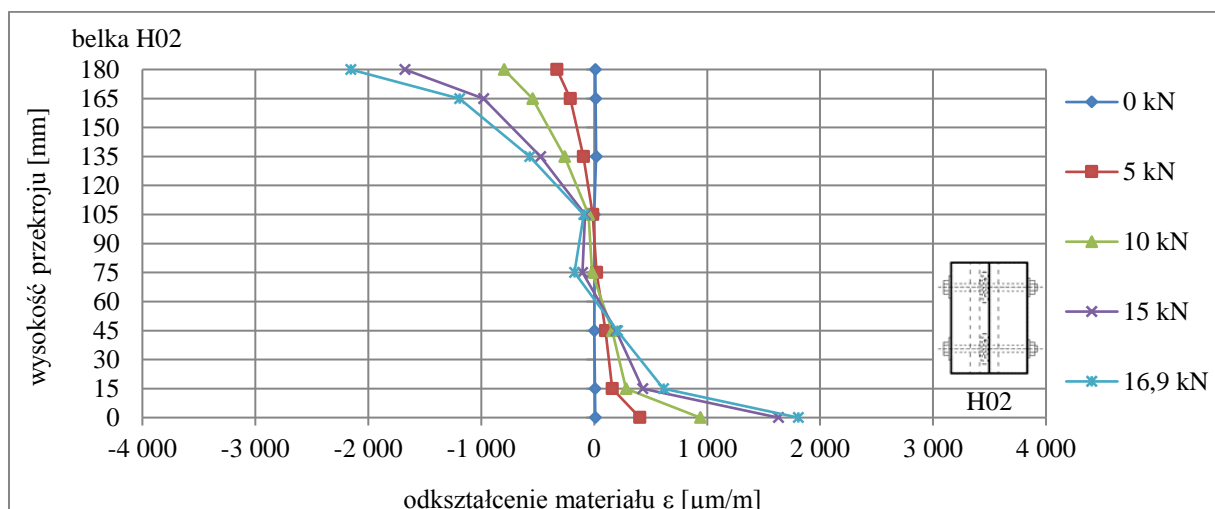
H03: nagłe zniszczenie: zniszczenia włókien górnych końcówki jednej części wskutek nacisku na drugą część; znaczne pęknięcie (rozwarstwienie się) belki w dolnej strefie na poziomie łączników dolnych oraz na poziomie łączników górnych (z obu stron) – rys. 5.56.



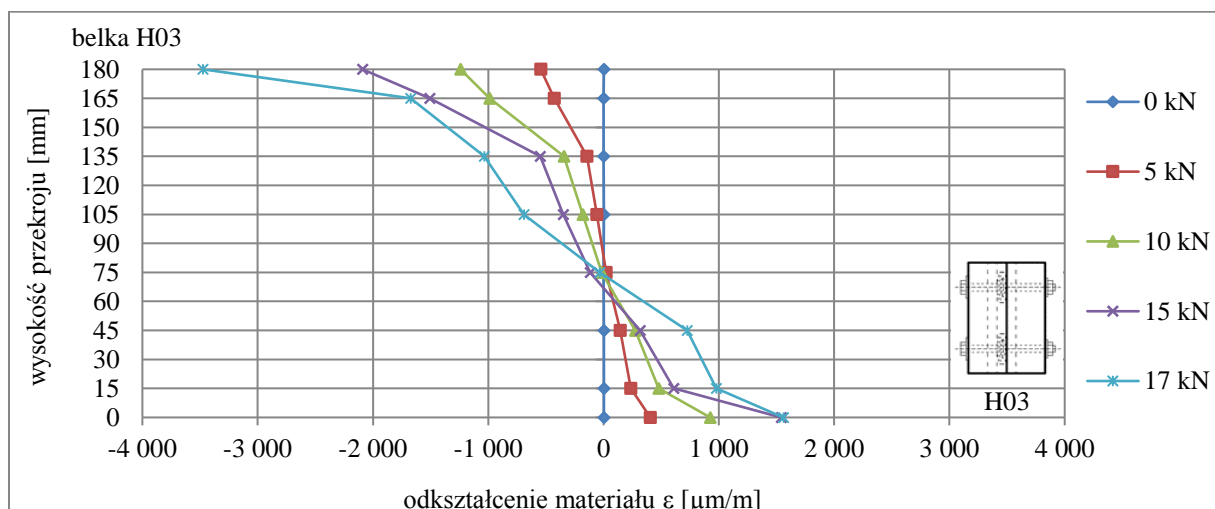
Rys. 5.56. Obraz zniszczenia belki H03



Rys. 5.57. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki H01



Rys. 5.58. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki H02



Rys. 5.59. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki H03

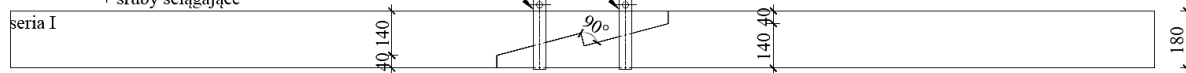
* Nieciągłość wykresów oznacza uszkodzenie tensometrów w trakcie badań.

5.2.9. Wyniki badań belek serii I

BELKA ZE ZŁĄCZEM NA ZNAK PIORUNA W PŁ. POZIOMEJ, OBEJMY STALOWE (PŁASKOWNIK)

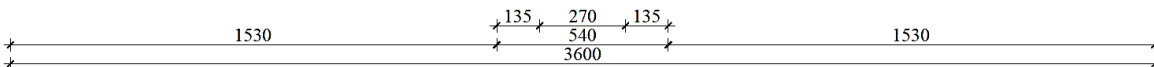
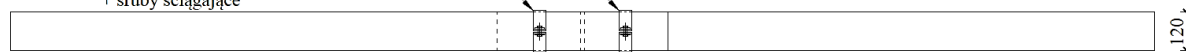
WIDOK Z BOKU

obejmy stalowe np. płasownik szer. 50 mm, gr. 5 mm
+ śruby ściągające

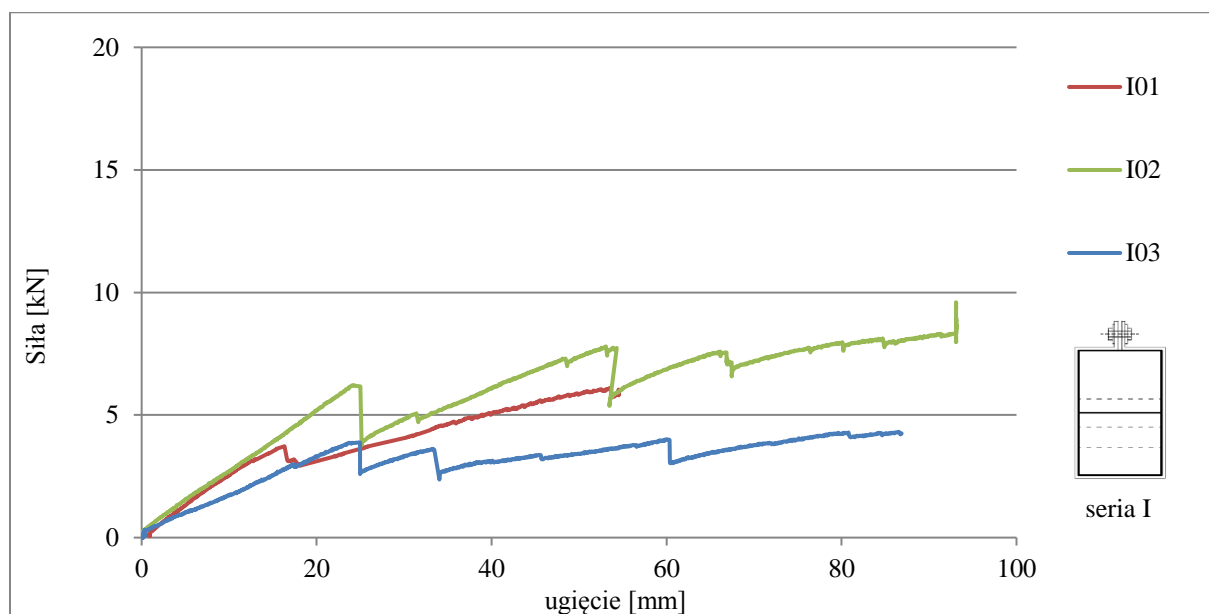


WIDOK Z GÓRY

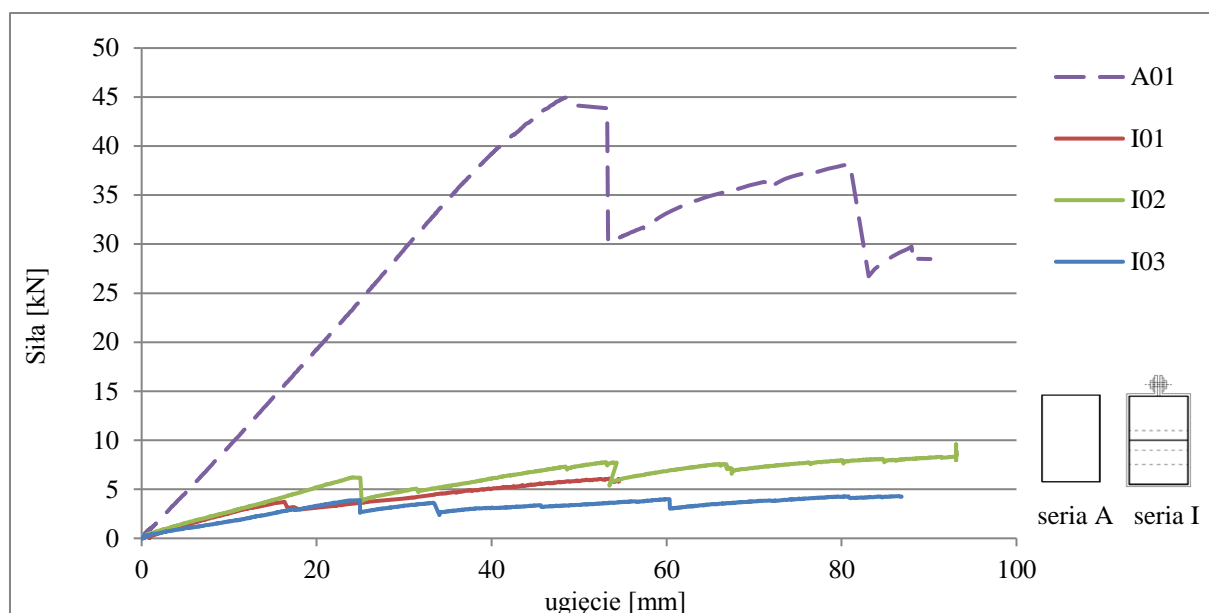
obejmy stalowe np. płasownik szer. 50 mm, gr. 5 mm
+ śruby ściągające



Rys. 5.60. Widoki belek serii I



Rys. 5.61. Ścieżki równowagi statycznej belek serii I



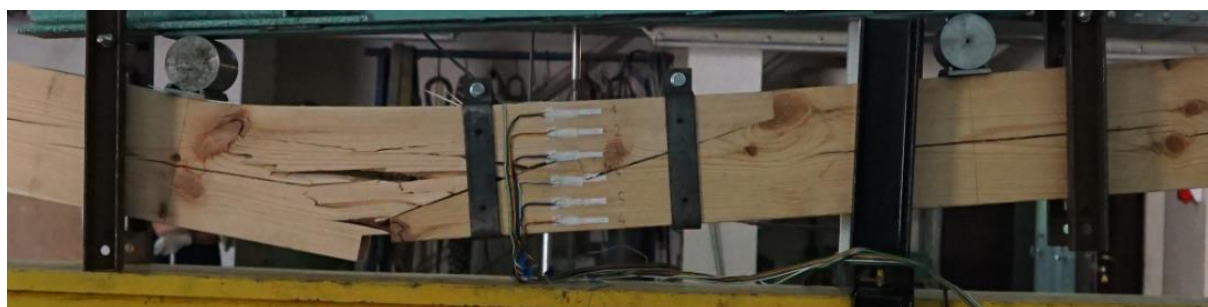
Rys. 5.62. Ścieżki równowagi statycznej belek serii I w porównaniu z belką A01

Opis zniszczenia belek serii I:

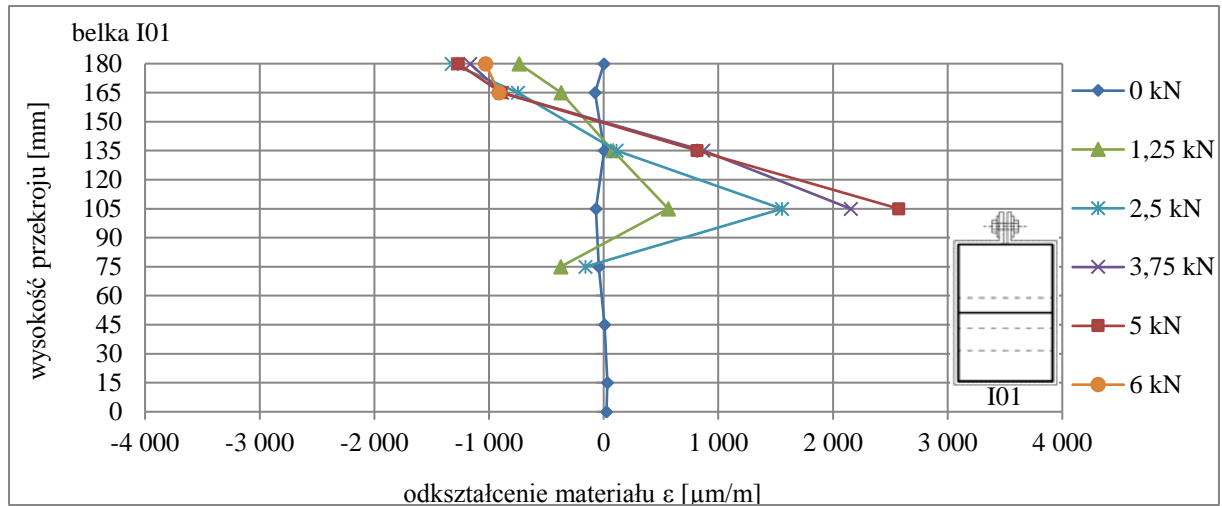
I01: rozluźnienie złącza w strefie dolnej, powstanie i propagacja pęknięć w górnej części belki przy krawędzi znaku pioruna, zniszczenie włókien górnych w wyniku ściskania (szczególnie pod obejmą) i kompletne rozluźnienie złącza w dolnej strefie;

I02: rozluźnienie złącza w strefie dolnej, powstanie i coraz dalsza propagacja pęknięć i rozwarstwień w górnej i środkowej części belki przy krawędzi znaku pioruna – rys. 5.63;

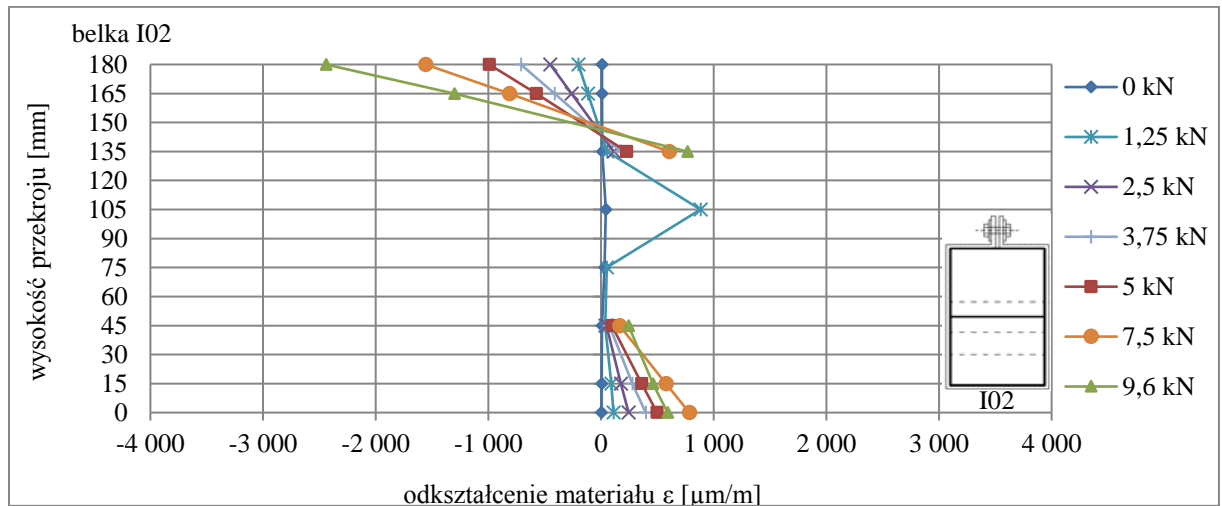
I03: rozluźnienie złącza w strefie dolnej, powstanie i propagacja pęknięć i rozwarstwień w górnej i środkowej części belki przy krawędzi znaku pioruna.



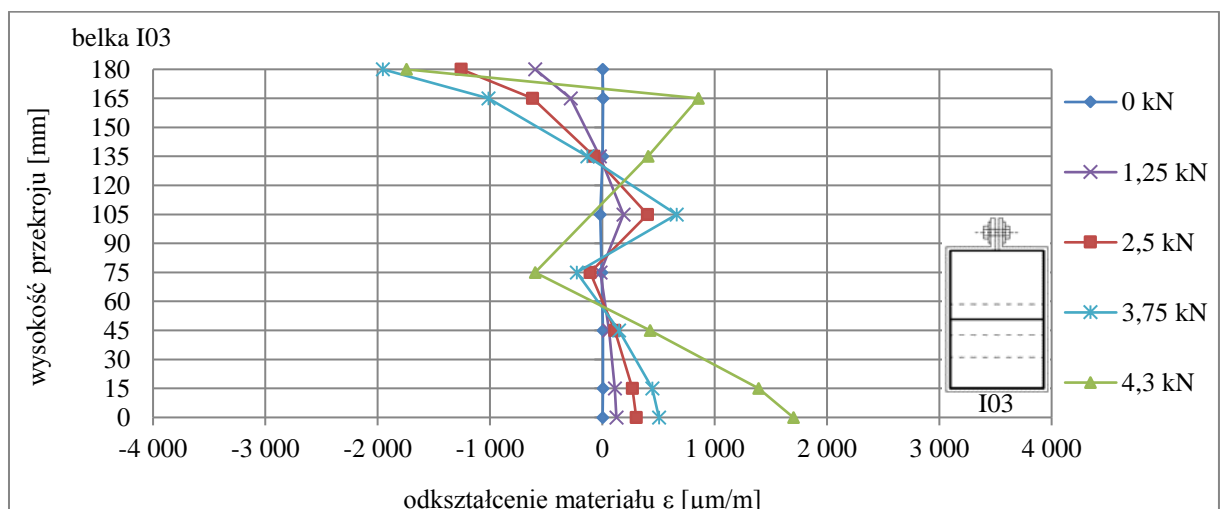
Rys. 5.63. Obraz zniszczenia belki I02



Rys. 5.64. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki I01



Rys. 5.65. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki I02



Rys. 5.66. Odkształcenia drewna w przekroju zginanym dla belki I03

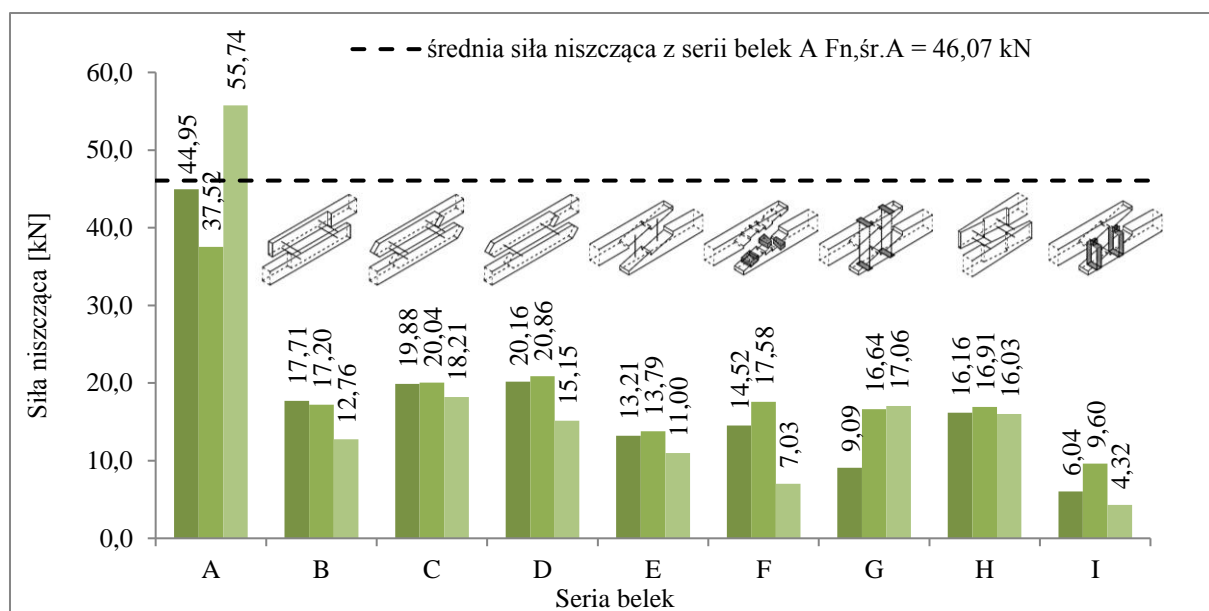
* Nieciągłość wykresów oznacza uszkodzenie tensometrów w trakcie badań.

5.2.10. Zbiorcze wyniki badań belek

W tabeli 5.6 i na rysunku 5.67 przedstawiono wartości sił niszczących dla poszczególnych belek oraz średnie wartości sił niszczących dla serii oraz porównano je do belek świadkowych (średniej siły niszczącej dla belek serii A). W tabeli 5.7 zestawiono wartości nośności dla belek poszczególnych serii i porównanie do nośności belek świadkowych. W tabeli 5.8 zestawiono wartości ugięć przy kolejnych poziomach obciążenia (5 kN, 10 kN, 15 kN oraz siła niszcząca) w środku rozpiętości belek poszczególnych serii (A-I). W tabeli 5.9 przedstawiono wartości współczynnika sztywności dla badanych elementów, obliczonego na podstawie zmierzonych wartości siły niszczącej i odpowiadającego jej ugięcia belki w środku rozpiętości (jako iloraz tych wartości) i porównanie do belki świadkowej.

Tabela 5.6. Zestawienie wartości sił niszczących dla badanych elementów

		Seria belek								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
Siła niszcząca F_n	[kN]	44.95	17.71	19.88	20.16	13.21	14.52	9.09	16.16	6.04
		37.52	17.20	20.04	20.86	13.79	17.58	16.64	16.91	9.60
		55.74	12.76	18.21	15.15	11.00	7.03	17.06	16.03	4.32
Średnia siła niszcząca \bar{F}_n	[kN]	46.07	15.89	19.38	18.72	12.67	13.04	14.26	16.37	6.65
Siła niszcząca min. $F_{n,min}$	[kN]	37.52	12.76	18.21	15.15	11.00	7.03	9.09	16.03	4.32
Siła niszcząca maks. $F_{n,max}$	[kN]	55.74	17.71	20.04	20.86	13.79	17.58	17.06	16.91	9.60
Odchylenie standardowe s	[kN]	9.16	2.72	1.01	3.11	1.47	5.43	4.49	0.48	2.69
Współczynnik zmienności v	[%]	19.89	17.13	5.23	16.63	11.62	41.61	31.45	2.90	40.47
Porównanie średniej siły niszczącej serii do belki świadkowej	[%]	100	34.5	42.1	40.6	27.5	28.3	31.0	35.5	14.4



Rys. 5.67. Wartości sił niszczących dla badanych elementów

Tabela 5.7. Porównanie nośności w stosunku do belki świadkowej

		Seria belek								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
Średnia siła niszcząca \bar{F}_n	[kN]	46.07	15.89	19.38	18.72	12.67	13.04	14.26	16.37	6.65
Średnia nośność na zginanie \bar{M}_R	[kNm]	24.88	8.58	10.46	10.11	6.84	7.04	7.70	8.84	3.59
Porównanie nośności do belki świadkowej	[%]	100	34.5	42.1	40.6	27.5	28.3	31.0	35.5	14.4

Tabela 5.8. Wartości ugięć badanych elementów dla poszczególnych poziomów obciążenia

Ugięcie w środku rozpiętości przy obc.:			Seria belek								
			A	B	C	D	E	F	G	H	I
5 kN	[mm]		8.70	9.20	10.23	12.94	14.56	10.65	12.89	8.11	38.86
			6.54	10.91	9.85	10.25	10.91	14.06	10.09	4.03	19.33
			6.54	10.93	8.82	9.36	13.00	12.97	10.37	7.46	
		Śr.	7.26	10.35	9.63	10.85	12.82	12.56	11.12	6.53	29.10

Ugięcie w środku rozpiętości przy obc.:			Seria belek								
			A	B	C	D	E	F	G	H	I
10 kN	[mm]		13.78	17.83	19.21	22.43	38.74	32.68		19.53	
			12.03	20.31	18.34	18.43	33.07	32.28	20.33	11.00	
			11.21	22.18	18.08	18.02	40.52		28.84	14.51	
		Śr.	12.34	20.11	18.54	19.63	37.44	32.48	24.59	15.01	
15 kN	[mm]		18.84	29.50		30.44				36.74	
			17.30	33.31	55.73	27.52		60.29	54.56	18.13	
			15.84			58.83		0.00	59.91	22.35	
		Śr.	17.33	31.41	30.50	38.93		60.29	57.24	25.74	
20 kN	[mm]		23.80			40.15	14.56	10.65	12.89	8.11	
			22.41		55.73	42.57					
			20.58								
		Śr.	22.26		55.73	41.36					
25 kN	[mm]		28.77								
			27.81								
			25.56								
		Śr.	27.56								
30 kN	[mm]		33.75								
			33.85								
			30.27								
		Śr.	32.62								
35 kN	[mm]		38.93								
			44.84								
			35.31								
		Śr.	39.69								
40 kN	[mm]		44.72								
			40.56								
		Śr.	42.64								
F_n	[mm]		48.43	64.92	52.50	45.51	93.75	77.09	26.97	59.39	54.56
			51.69	52.71	61.55	53.06	85.70	92.06	96.71	28.95	93.10
			91.28	66.33	70.55	70.12	68.03	62.69	93.75	43.32	86.52
		Śr.	63.80	61.32	61.53	56.23	82.49	77.28	72.48	43.89	78.06

Tabela 5.9. Wartości ugięć oraz wartości współczynników sztywności dla badanych elementów

		Seria belek								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
Siła niszcząca F_n	[kN]	44.95	17.71	19.88	20.16	13.21	14.52	9.09	16.16	6.04
		37.52	17.20	20.04	20.86	13.79	17.58	16.64	16.91	9.60
		55.74	12.76	18.21	15.15	11.00	7.03	17.06	16.03	4.32
Średnia siła niszcząca \bar{F}_n	[kN]	46.07	15.89	19.38	18.72	12.67	13.04	14.26	16.37	6.65
Ugięcie w środku rozpiętości u_n przy sile F_{max}	[mm]	48.43	64.92	52.50	45.51	93.75	77.09	26.97	59.39	54.56
		51.69	52.71	61.55	53.06	85.70	92.06	96.71	28.95	93.10
		91.28	66.33	70.55	70.12	68.03	62.69	93.75	43.32	86.52
Średnie ugięcie w środku rozpiętości \bar{u}_n przy sile F_{max}	[mm]	63.80	61.32	61.53	56.23	82.49	77.28	72.48	43.89	78.06
Współczynnik sztywności w „zakresie sprężystym” $k_{spr} = F_{spr}/u_{spr}$	[kN/mm]	0.96	0.51	0.46	0.43	0.29	0.47	0.35	0.44	0.25
		0.93	0.48	0.52	0.50	0.37	0.38	0.47	0.67	0.26
		0.95	0.51	0.57	0.51	0.35	0.42	0.43	0.68	0.18
Średni** współczynnik sztywności w „zakresie sprężystym” \bar{k}_{spr}	[kN/mm]	0.95	0.50	0.52	0.48	0.34	0.42	0.42	0.60	0.23
Współczynnik sztywności „całkowity” $k = F_n/u$	[kN/mm]	0.93	0.27	0.38	0.44	0.14	0.19	0.34	0.27	0.11
		0.73	0.33	0.33	0.39	0.16	0.19	0.17	0.58	0.10
		0.61	0.19	0.26	0.22	0.16	0.11	0.18	0.37	0.05
Średni** współczynnik sztywności „całkowity” \bar{k}	[kN/mm]	0.72/0.76	0.26/0.26	0.31/0.32	0.33/0.35	0.15/0.15	0.17/0.16	0.20/0.23	0.37/0.41	0.09/0.09

		Seria belek								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
Porównanie współczynnika sztywności w „zakresie sprężystym” do belki świadkowej	[%]	100	52.6	54.7	50.5	35.8	44.2	44.2	63.2	24.2
Porównanie współczynnika sztywności „całkowitego” do belki świadkowej	[%]	100	36.1/ 34.2	43.1/ 42.1	45.8/ 46.1	20.8/ 19.7	23.6/ 21.1	27.8/ 30.3	51.4/ 53.9	12.5/ 11.8

* Zakres sprężysty wyznaczony za pomocą linii trendu (regresji), ze współczynnikiem determinacji R^2 tych odcinków wykresów co najmniej 0.99 do poziomu ok. 60% siły niszczącej.

** Współczynnik sztywności średni: średnie ugięcie do średniej siły/ średnia z obliczonych współczynników sztywności.

Wnioski

I Nośność – badania

Badane belki referencyjne – belki ciągłe (seria A) uzyskały w badaniu zginania czteropunktowego nośność na zginanie równą ok. **25 kNm** (przy średniej sile niszczącej ok. **46 kN**). Należy zwrócić uwagę na dość wysoki współczynnik zmienności dla belek referencyjnych, który wynosił prawie 20%.

W przypadku belek z połączeniami na nakładki pionowe, czy to proste (seria B), czy ze ścięciem (serie C i D), uzyskana nośność na zginanie wyniosła ok. **8.5 – 10.5 kNm** (przy średnich siłach niszczące **16 – 19 kN**), co stanowi ok. **35 – 42%** nośności belek referencyjnych, przy czym belki z połączeniami na nakładki pionowe ze ścięciem (serie C i D) uzyskiwały wyższe poziomy nośności.

Jeśli chodzi o belki z połączeniami na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej (serie E, F, G oraz I) z różnymi formami wzmocnienia (seria E – śruby, seria F – wkładki drewniane + obejmę, seria G – obejmę stalowe), uzyskane nośności na zginanie, poza serią I, wyniosły ok. **6 – 8 kNm** (przy średnich siłach niszczących **10.5 – 14 kN**), co stanowi ok. **23 – 31%** nośności belek referencyjnych. Należy zauważyć, że najslabsze wyniki zanotowano dla belek serii I – nośność na zginanie niecałe **4 kNm** (przy średniej sile niszczącej ok. **6,6 kN**), które

zostały zamówione później w stosunku do reszty belek. Prawdopodobnie belki te pochodziły z drewna innej partii i o innych parametrach, być może stąd różnice w wynikach. W związku z powyższym wyniki tej serii nie są uwzględniane w dalszych porównaniach. Gdyby brać pod uwagę jedynie belki serii E, F i G, to zmierzone nośności na zginanie wynoszą **7 – 8 kNm** (przy średnich siłach niszczących **13 – 14 kN**), co stanowi ok. **27.5 – 31%** w stosunku do nośności belek referencyjnych. Należy również dodać, że w przypadku serii F i G (oraz I) odnotowano największe poziomy współczynnika zmienności: ponad 40% dla serii F i ponad 30% dla serii G (oraz ponad 40% dla serii I – partia dodatkowa).

Jeśli zaś chodzi o belki z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej (seria H), zmierzona nośność wyniosła prawie **9 kNm** (przy średniej sile niszczącej ponad **16 kN**), co stanowi **35.5%** nośności belek referencyjnych. Warto też zauważyć, że w przypadku belek serii H współczynnik zmienności był najniższy – poniżej 3%.

Podsumowując, nośności zbadanych belek na nakładki w płaszczyźnie pionowej wynosiły ok. **40%**, nośności belek na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej ok. **30%**, a belek na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej ok. **35%** w stosunku do nośności belek referencyjnych.

II Sztywność – badania

Analizując ścieżki równowagi statycznej (wykresy siła – ugięcie) uzyskane w badaniach laboratoryjnych, można zaobserwować zmianę charakteru pracy statycznej badanych belek z charakteru sprężystego na charakter plastyczny przy pewnym poziomie wyężenia. Dla większości belek jest to w dużym przybliżeniu poziom ok. 60% przenieszonego obciążenia. Na tej podstawie wyróżniono zakres sprężysty pracy, dla którego oszacowane zostały współczynniki sztywności dla poszczególnych serii belek. Zakres sprężysty wyznaczony za pomocą linii trendu (regresji), ze współczynnikiem determinacji R^2 odcinków w tym zakresie krzywych równym co najmniej 0.99. Oszacowano także współczynniki sztywności dla całego zakresu pracy belek, wyliczone jako stosunek siły niszczącej do odpowiadającego jej ugięcia belki. Oszacowane współczynniki sztywności dla belek z połączeniami porównano do współczynników belki ciągłej.

Współczynnik sztywności w zakresie sprężystym dla belek referencyjnych (seria A) wyniósł ok. **0.95 kN/mm**.

Dla belek z połączeniami na nakładki w płaszczyźnie pionowej (serie B, C, D) współczynnik sztywności w zakresie sprężystym wyniósł ok. **0.50 kN/mm** (0.48 – 0.52 kN/mm w zależności od serii). Współczynniki sztywności dla tych serii w porównaniu do serii belek

referencyjnych wartość ponad **50%**. Można tu dodać, że zaobserwowano niewielki wzrost sztywności w przypadku nakładki ze ścięciem (seria C) do nakładki prostej (seria B) z jednakową liczbą śrub: 4. Poza tym, zanotowano niewielki spadek sztywności w przypadku nakładki ze ścięciem ze zmniejszoną liczbą śrub: 2 (seria D) w stosunku do nakładki ze ścięciem z 4 śrubami (seria C). Wydaje się jednak, że różnice te są zbyt małe, a także liczba prób niewystarczająco duża, aby wysnuwać stanowcze wnioski co do znaczącego wpływu istnienia dodatkowego ścięcia w połączeniu na nakładkę prostą w płaszczyźnie pionowej oraz do liczby śrub ściągających w połączeniu na pracę statyczną czy sztywność.

Współczynniki sztywności w zakresie sprężystym belek z połączeniami na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej (serie E, F, G oraz I) wyniosły od **0.23 kN/mm** (seria I) przez **0.34 kN/mm** (seria E) do **0.42 kN/mm** (serie F i G). I znów, należy zauważyć, że najslabsze wyniki zanotowano dla belek dodatkowej serii I. Gdyby brać pod uwagę jedynie belki serii E, F i G, to współczynniki sztywności są na poziomie **35 – 45%** w stosunku do serii belek referencyjnych. Belki serii H, czyli belki z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej cechowały się zdecydowanie większą sztywnością ze współczynnikiem w zakresie sprężystym ok. **0.60 kN/mm**, czyli ponad **60%** w stosunku do serii belek referencyjnych.

Zatem, jeśli chodzi o sztywności w zakresie sprężystym, najlepsze wyniki w stosunku do belek ciągłych uzyskały belki z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej – ponad **60%**. Belki z nakładkami prostymi lub ze ścięciem uzyskały współczynnik sztywności w zakresie sprężystym na poziomie ok. **50%**, natomiast belki z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej ok. **40%** w stosunku do belek ciągłych.

Współczynniki sztywności dla całego zakresu pracy belek prezentują podobne tendencje. Największą wartość zanotowano dla belek z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej – ok. **0.40 kN/mm**, co stanowi ok. **50%** w stosunku do belek ciągłych. Dla belek z połączeniami na nakładki są to wartości ok. **0.30 kN/mm**, czyli ok. **35 – 40%** sztywności belek ciągłych, zaś dla belek ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie poziomej (poza serią I) – ok. **0.20 kN/mm**, tj. ok. **20 – 25%** sztywności belek ciągłych.

Porównując ugięcia w środku rozpiętości belek zmierzone przy sile maksymalnej, można zauważyć, że ugięcia belek z połączeniami na nakładkę są zbliżone do ugięć belek ciągłych (**56 – 64 mm**). Ugięcia belek z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej przy sile maksymalnej są większe (**72 – 82 mm**), a belki z tym samym połączeniem, ale w płaszczyźnie pionowej mniejsze (ok. **44 mm**) niż ugięcia belek ciągłych.

III Opis deformacji pod wpływem obciążeń i określenie schematów zniszczenia – badania

Na podstawie obrazów zniszczenia uzyskanych w badaniach zginania czteropunktowego można zidentyfikować miejsca szczególnej koncentracji naprężeń oraz opisać występujące schematy zniszczenia dla poszczególnych belek.

Wskutek działania sił połączenia w belkach stopniowo ulegały rozluźnieniu. Zaobserwowano także powstanie i propagację pęknięć w miejscach charakterystycznych. Analizowane połączenia ze względu na swoją geometrię pracują w sposób niesymetryczny.

Połączenia na nakładkę prostą oraz nakładkę ze ścięciem z 4 śrubami (serie B i C) ulegały zniszczeniu wskutek pęknięcia belki w strefie rozciąganej, na wysokości dolnych łączników. Dodatkowo można było zaobserwować pęknięcia spowodowane deformacją złącza i dociskiem jednej części do drugiej. Podobnie było z połączeniami na nakładkę ze ścięciem z 2 śrubami (seria D), z tym, że powstające rozwarstwienia można było zaobserwować zarówno na wysokości łączników (w połowie wysokości przekroju), jak i poniżej, w strefie rozciąganej.

Połączenia na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej w belkach zginanych (serie E, F i G) także pracowały w sposób niesymetryczny. Jest to dobrze widoczne zarówno w obrazach przemieszczeń czy odkształceń, jak i obrazach belek po zniszczeniu. Zastosowane elementy wzmacniające dla poszczególnych serii (seria E – śruby, seria F – wkładki drewniane + obejmą, seria G oraz I – obejmą stalowe) w mniejszym lub większym stopniu zabezpieczają przed rozluźnieniem połączenia, jednak zwykle na etapie zniszczenia, i tak można zaobserwować znaczne rozluźnienie złącza i przesunięcie dolnej części belki. Do powstawania i propagacji pęknięć oraz rys dochodziło także wskutek docisku górnej części połączenia do dolnej, na krawędzi połączenia, w miejscu koncentracji naprężeń.

Połączenie na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej uległo zniszczeniu, podobnie, jak belki z nakładkami w płaszczyźnie pionowej, wskutek znacznego rozwarstwienia dolnej rozciąganej części belki, ale także wskutek nadmiernego docisku jednej części belki do drugiej (pęknięcia na poziomie górnych łączników).

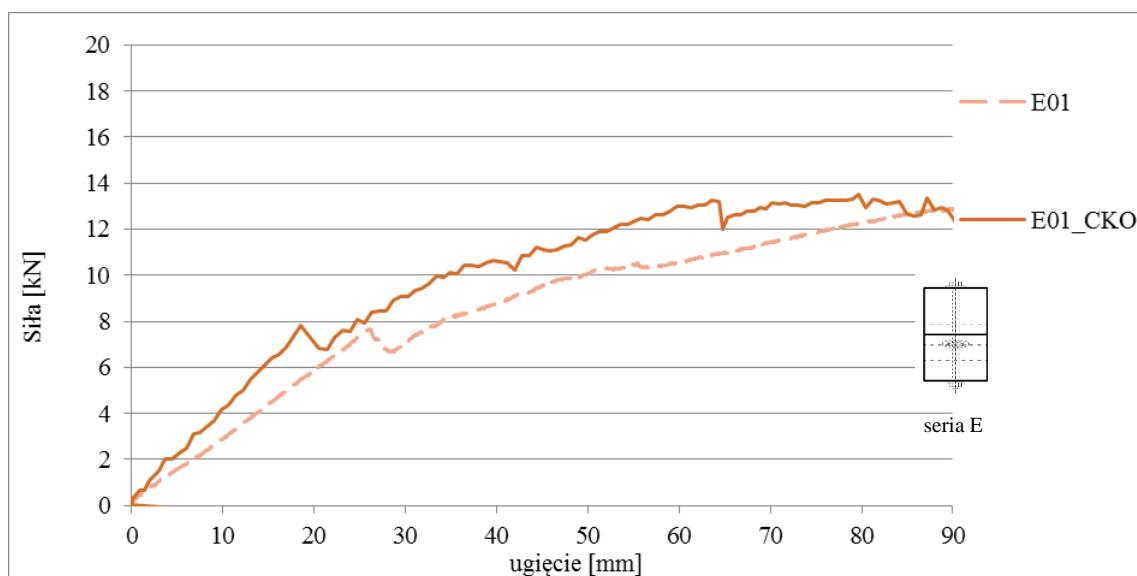
Dodatkowo, we wszystkich belkach można było zaobserwować powstanie rys i pęknięć w punktach nieciągłości (osłabienia) przekrojów, tj. w okolicach otworów na łączniki mechaniczne lub w pobliżu naturalnych wad drewna, m.in. sęków czy spękań wstępnych. W niektórych przypadkach to właśnie takie miejsca stanowiły punkty najsłabsze, gdzie dochodziło do zniszczenia drewna, wskutek czego miał miejsce spadek nośności i zniszczenie belki.

Jeśli chodzi o lokalizację koncentracji naprężeń, najlepiej widoczne są one w wynikach badań CKO dla wybranych belek oraz analizy numerycznej (mapy odkształceń dla poszczególnych belek).

5.3. Zestawienie wyników – badania metodą cyfrowej korelacji obrazu

Poniżej zaprezentowano wyniki badań metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO) belek E01, F02, G03 oraz H02. Przedstawiono ścieżki równowagi statycznej (rys. 5.68-5.71) oraz mapy przemieszczeń (tab. 5.10, 5.12, 5.14, 5.16) i odkształceń materiału (tab. 5.11, 5.13, 5.15, 5.17) dla poszczególnych poziomów obciążenia.

5.3.1. Wyniki badań metodą CKO belki serii E – E01



Rys. 5.68. Ścieżki równowagi statycznej belki E01 – z pomiaru laboratoryjnego i z CKO

Tabela 5.10. Mapy przemieszczeń w kierunku pionowym (y) dla belki E01 dla poszczególnych poziomów obciążenia

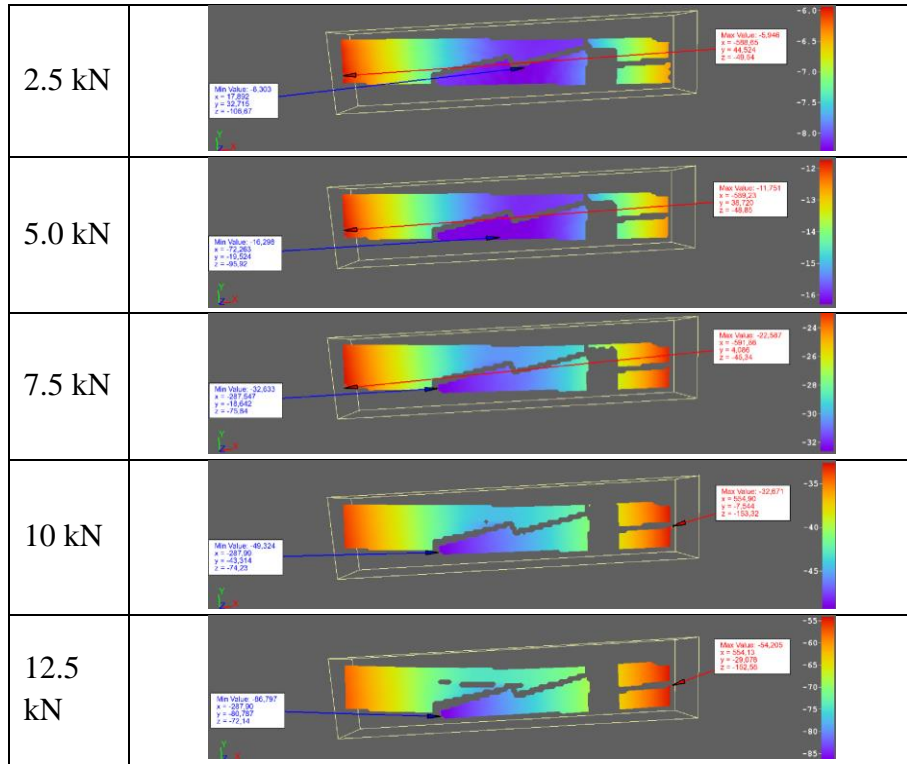
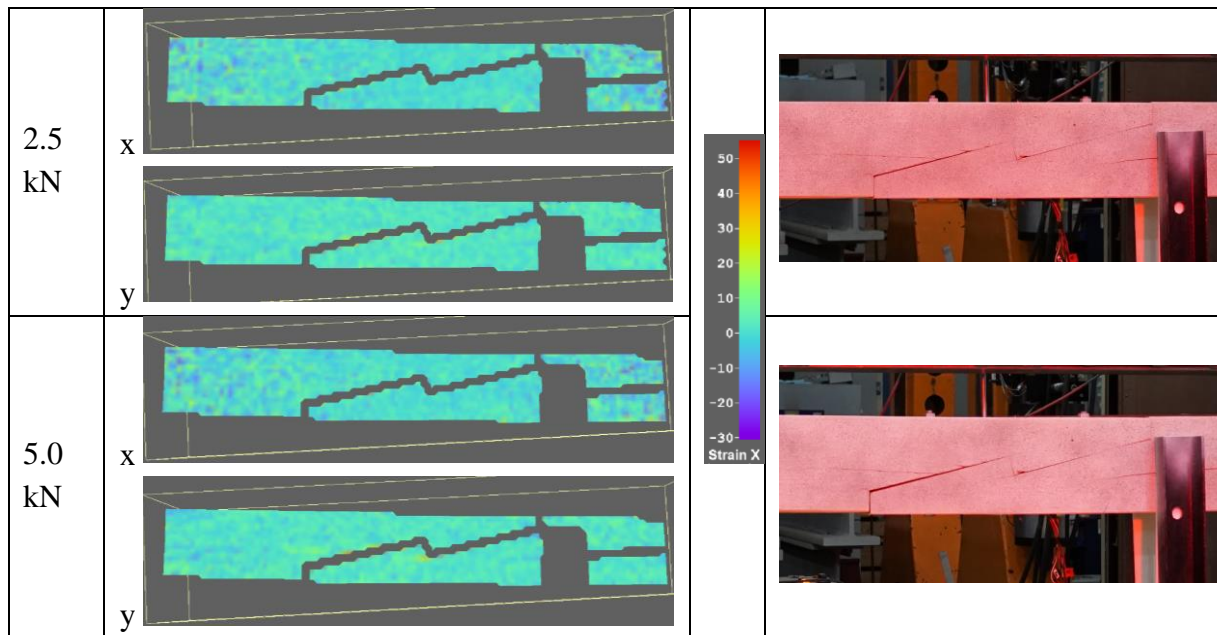
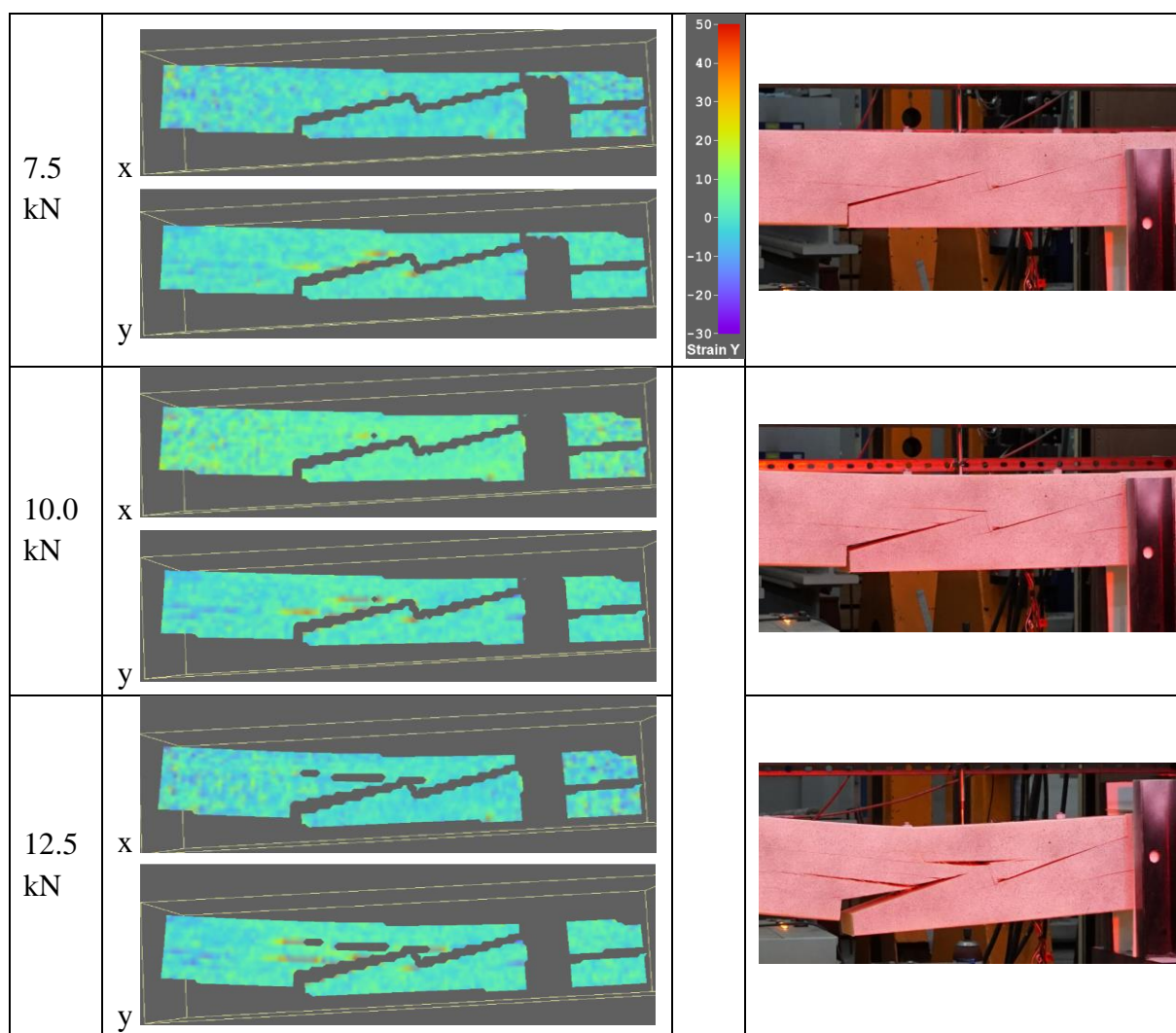
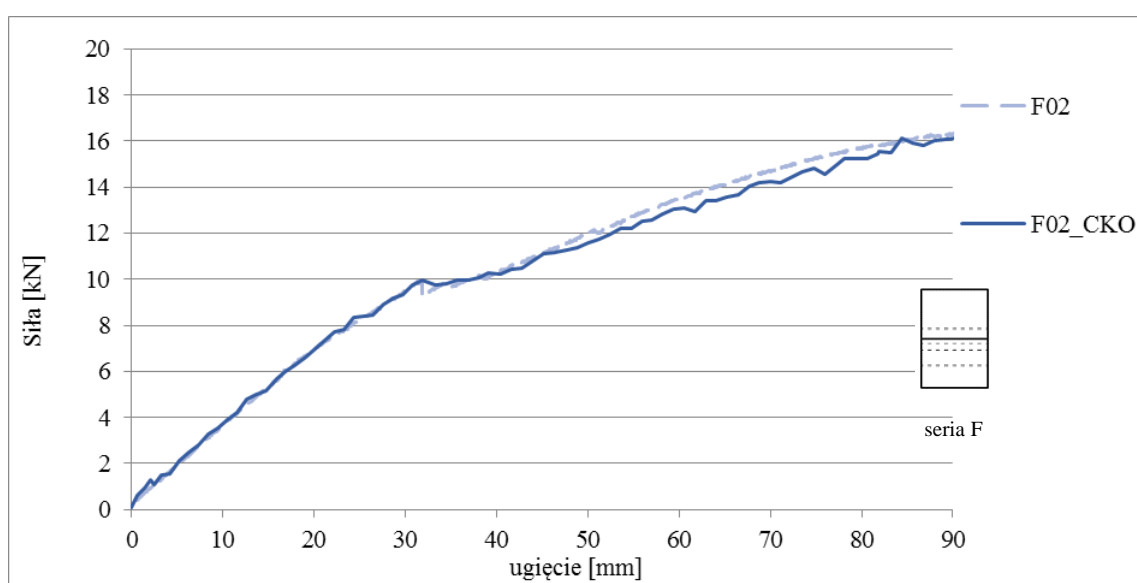


Tabela 5.11. Mapy odkształceń w kierunku poziomym (x) i pionowym (y) oraz zdjęcia z badań dla belki E01 dla poszczególnych poziomów obciążenia





5.3.2. Wyniki badań metodą CKO belki serii F – F02



Rys. 5.69. Ścieżki równowagi statycznej belki F02 – z pomiaru laboratoryjnego i z CKO

Tabela 5.12. Mapy przemieszczeń w kierunku pionowym (y) dla belki F02 dla poszczególnych poziomów obciążenia

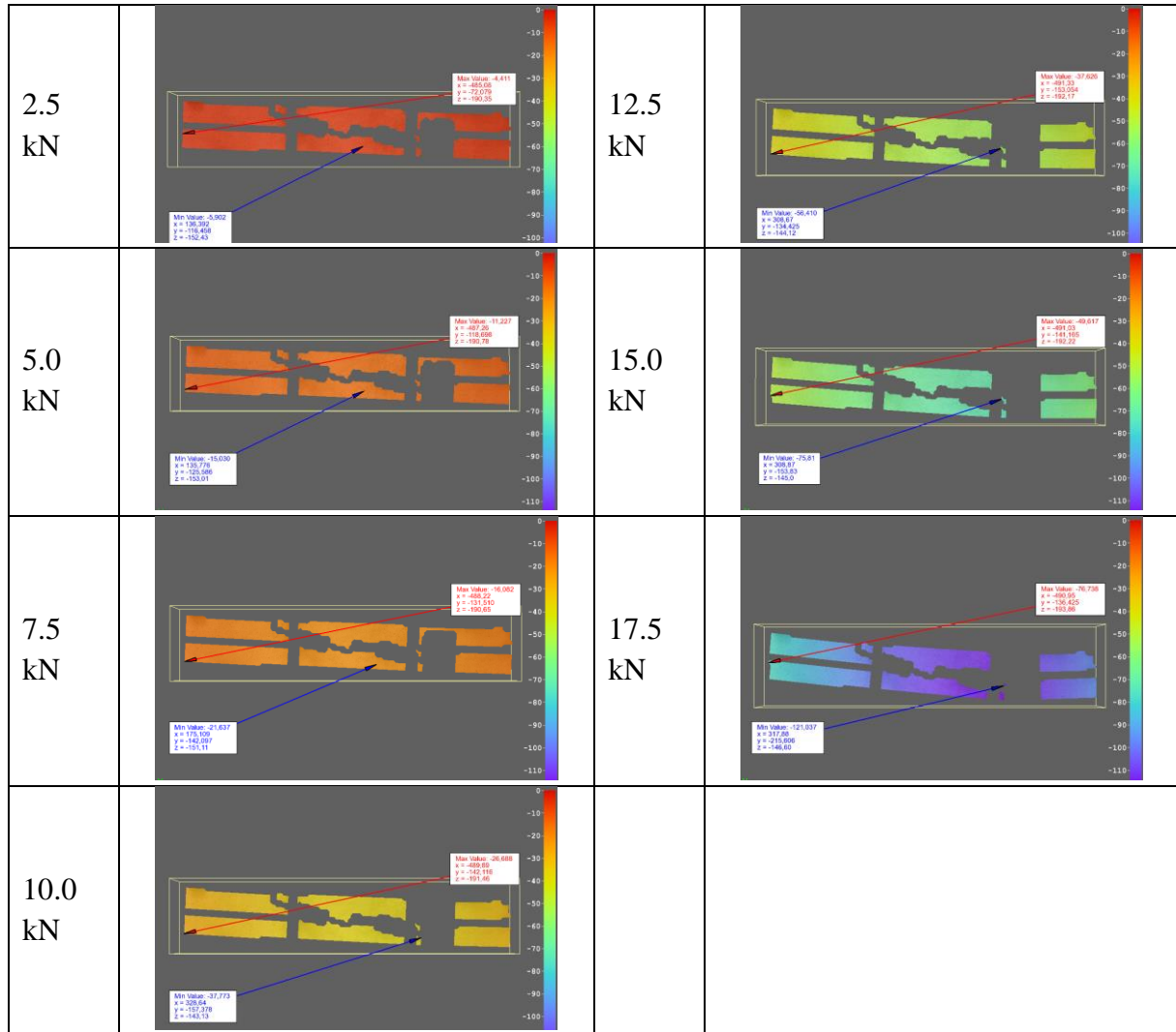
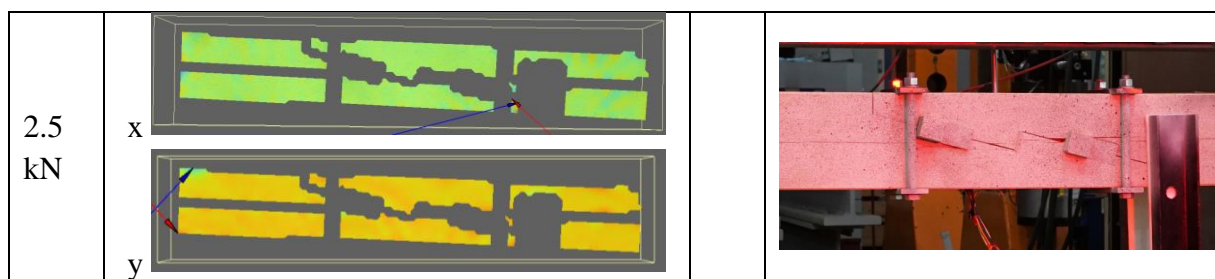
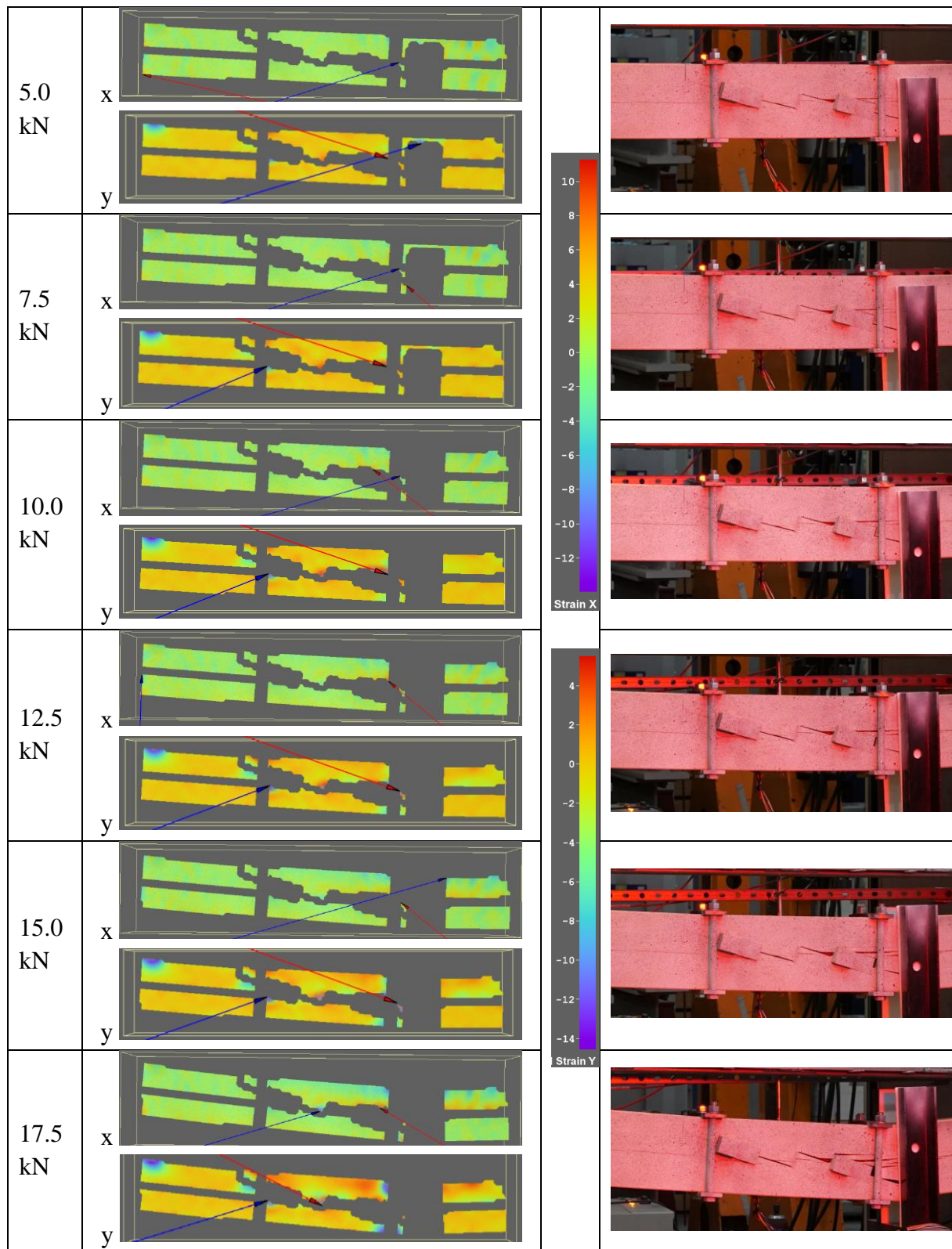
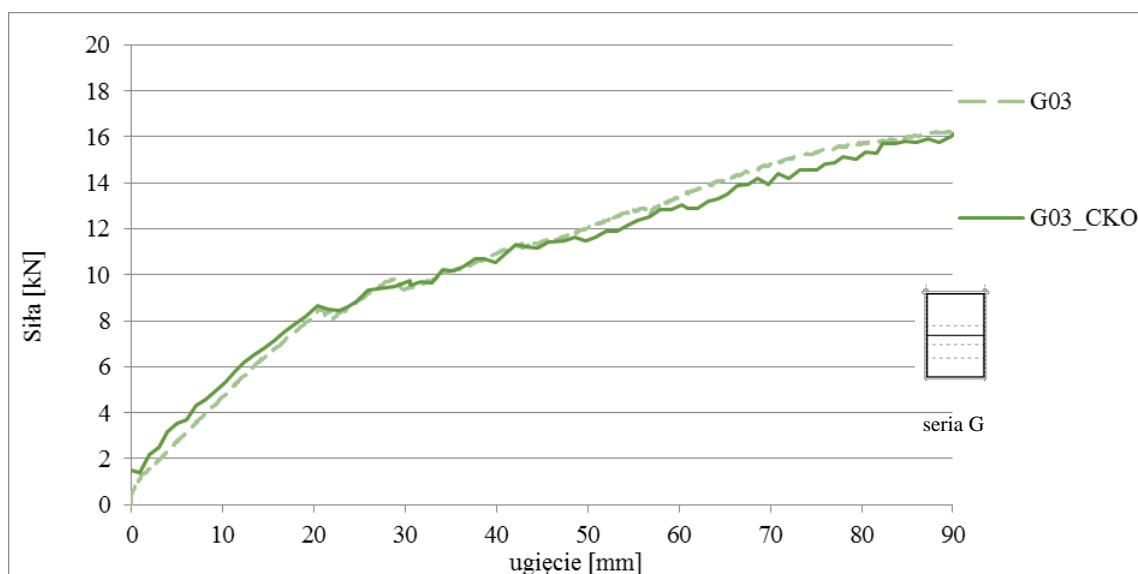


Tabela 5.13. Mapy odkształceń w kierunku poziomym (x) i pionowym (y) oraz zdjęcia z badań dla belki F02 dla poszczególnych poziomów obciążenia



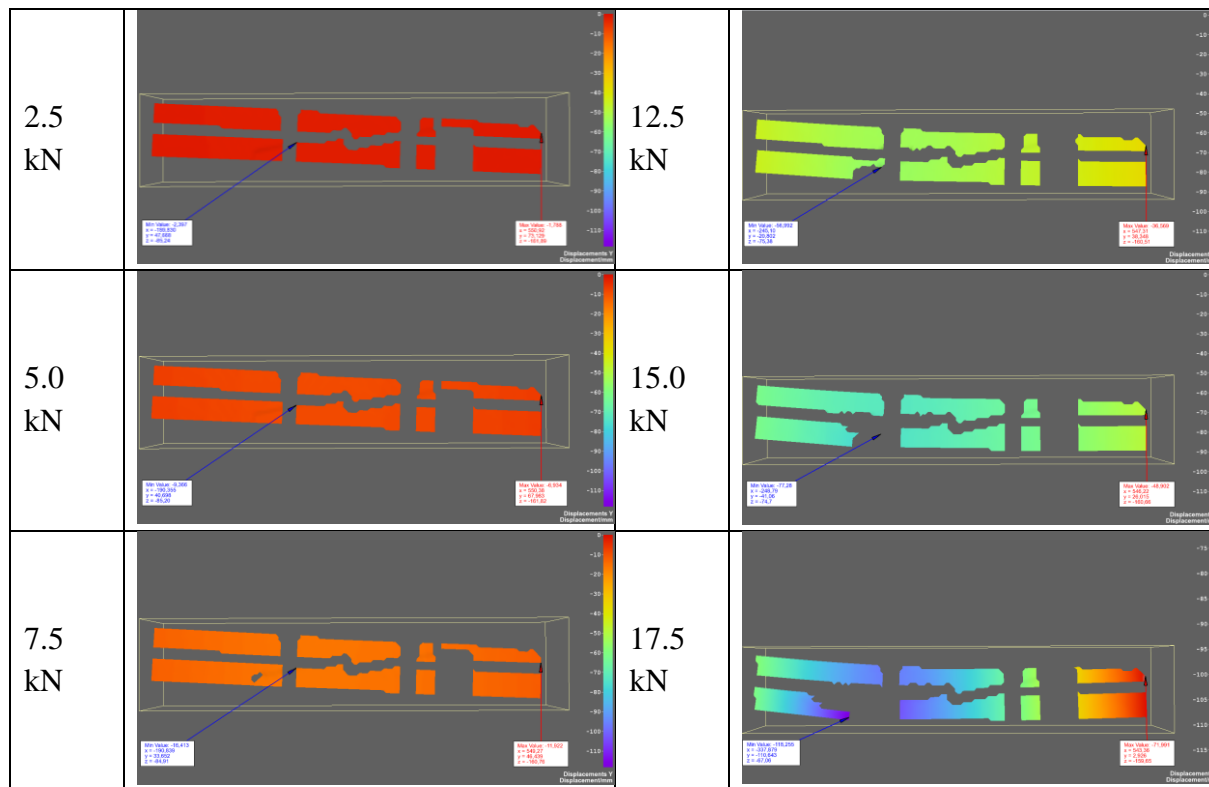


5.3.3. Wyniki badań metodą CKO belki serii G – G03



Rys. 5.70. Ścieżki równowagi statycznej belki G03 – z pomiaru laboratoryjnego i z CKO

Tabela 5.14. Mapy przemieszczeń w kierunku pionowym (y) dla belki G03 dla poszczególnych poziomów obciążenia



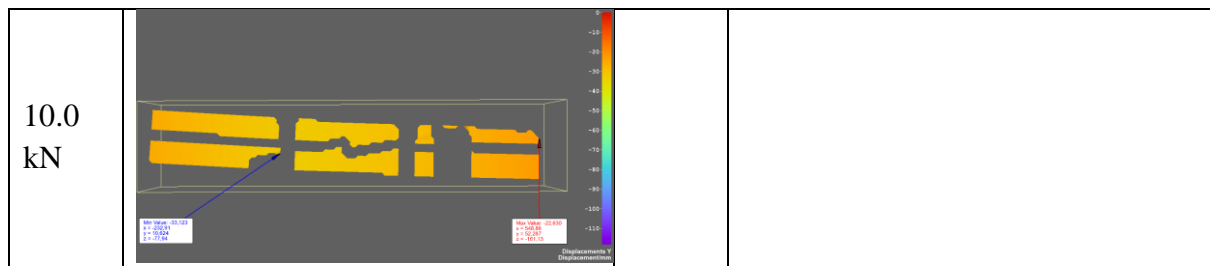
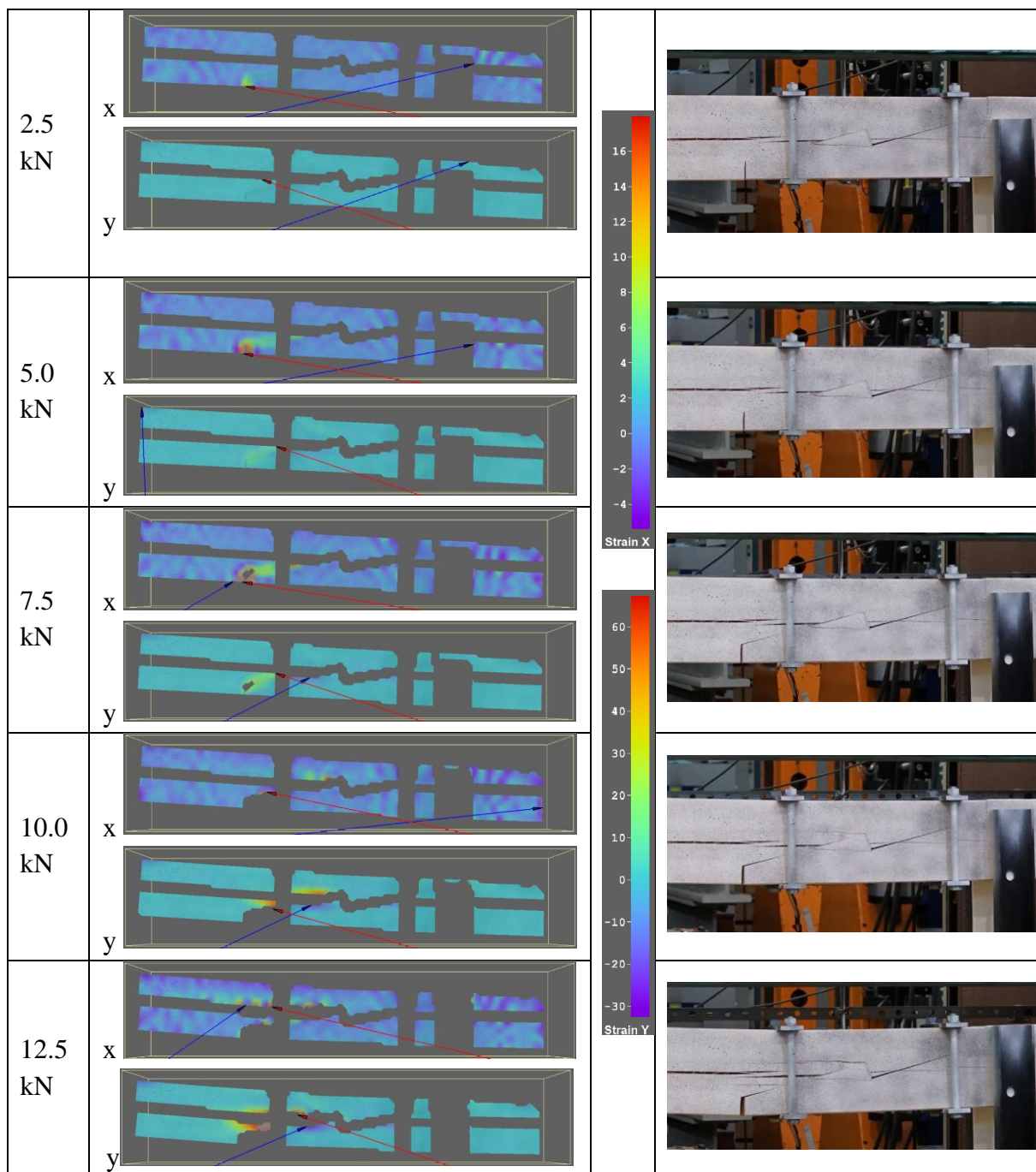
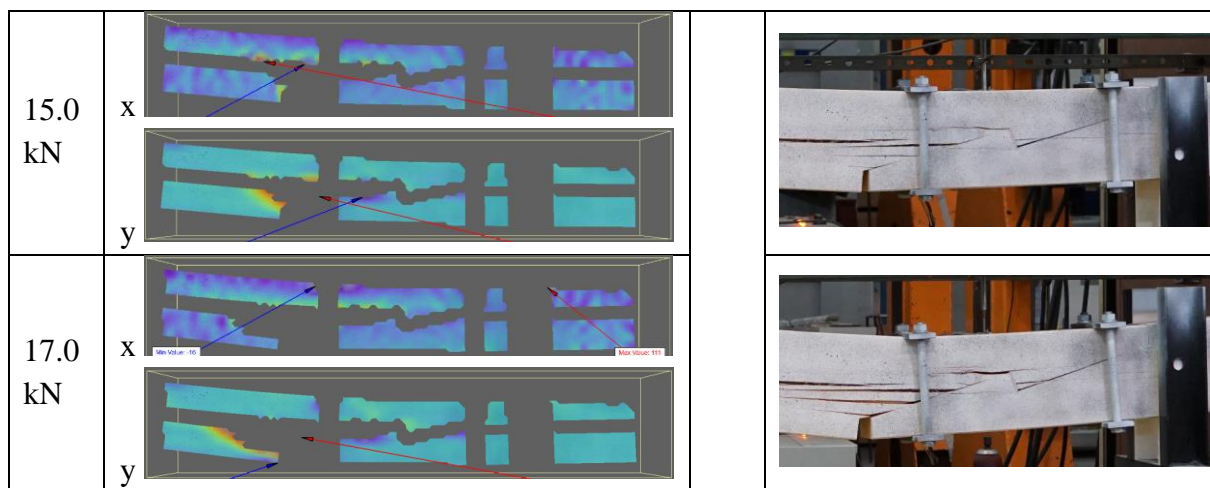
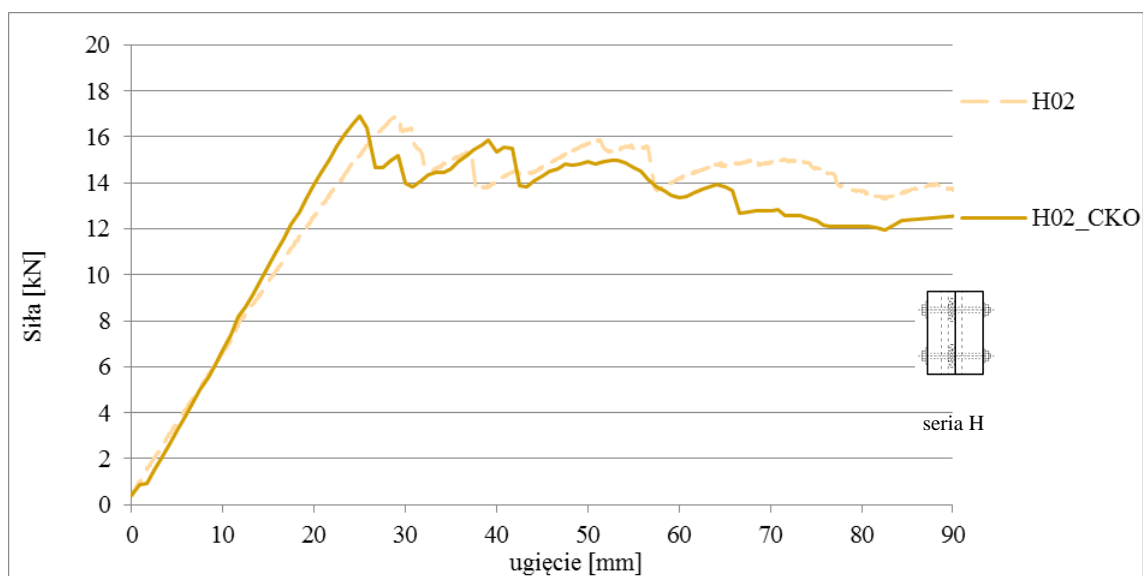


Tabela 5.15. Mapy odkształceń w kierunku poziomym (x) i pionowym (y) oraz zdjęcia z badań dla belki G03 dla poszczególnych poziomów obciążenia





5.3.4. Wyniki badań metodą CKO belki serii H – H02



Rys. 5.71. Ścieżki równowagi statycznej belki H02 – z pomiaru laboratoryjnego i z CKO

Tabela 5.16. Mapy przemieszczeń w kierunku pionowym (y) dla belki H02 dla poszczególnych poziomów obciążenia

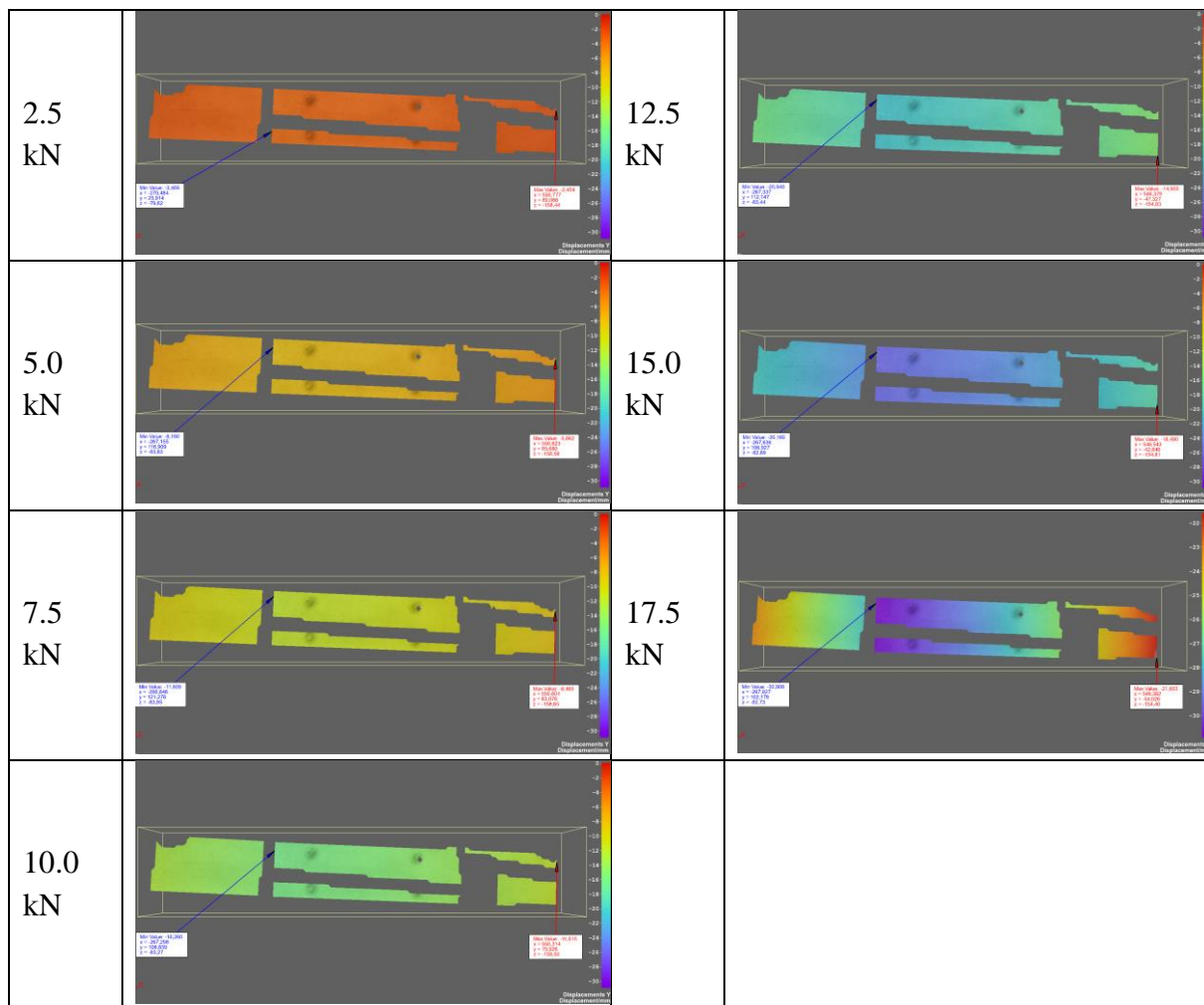
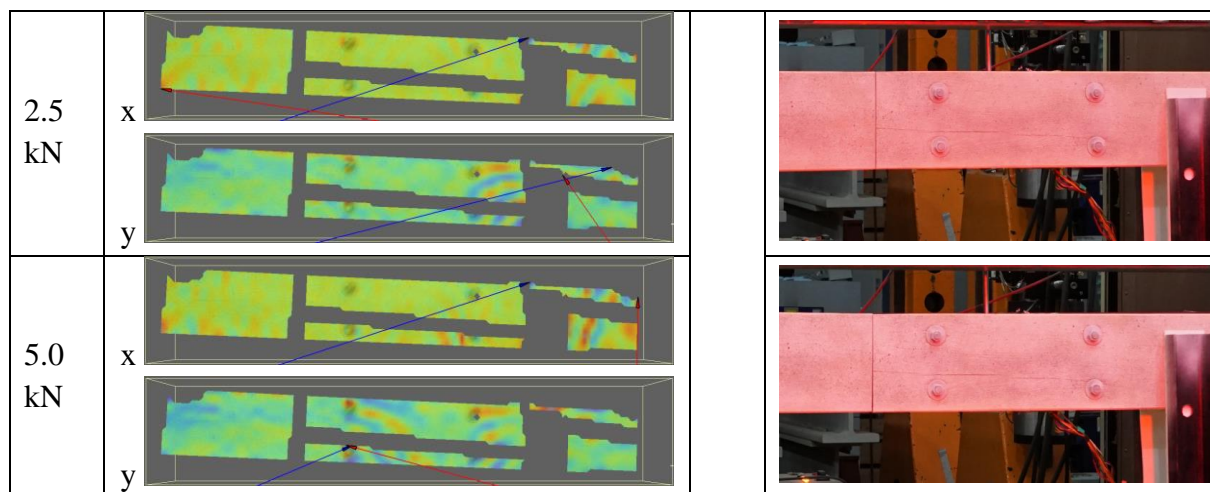
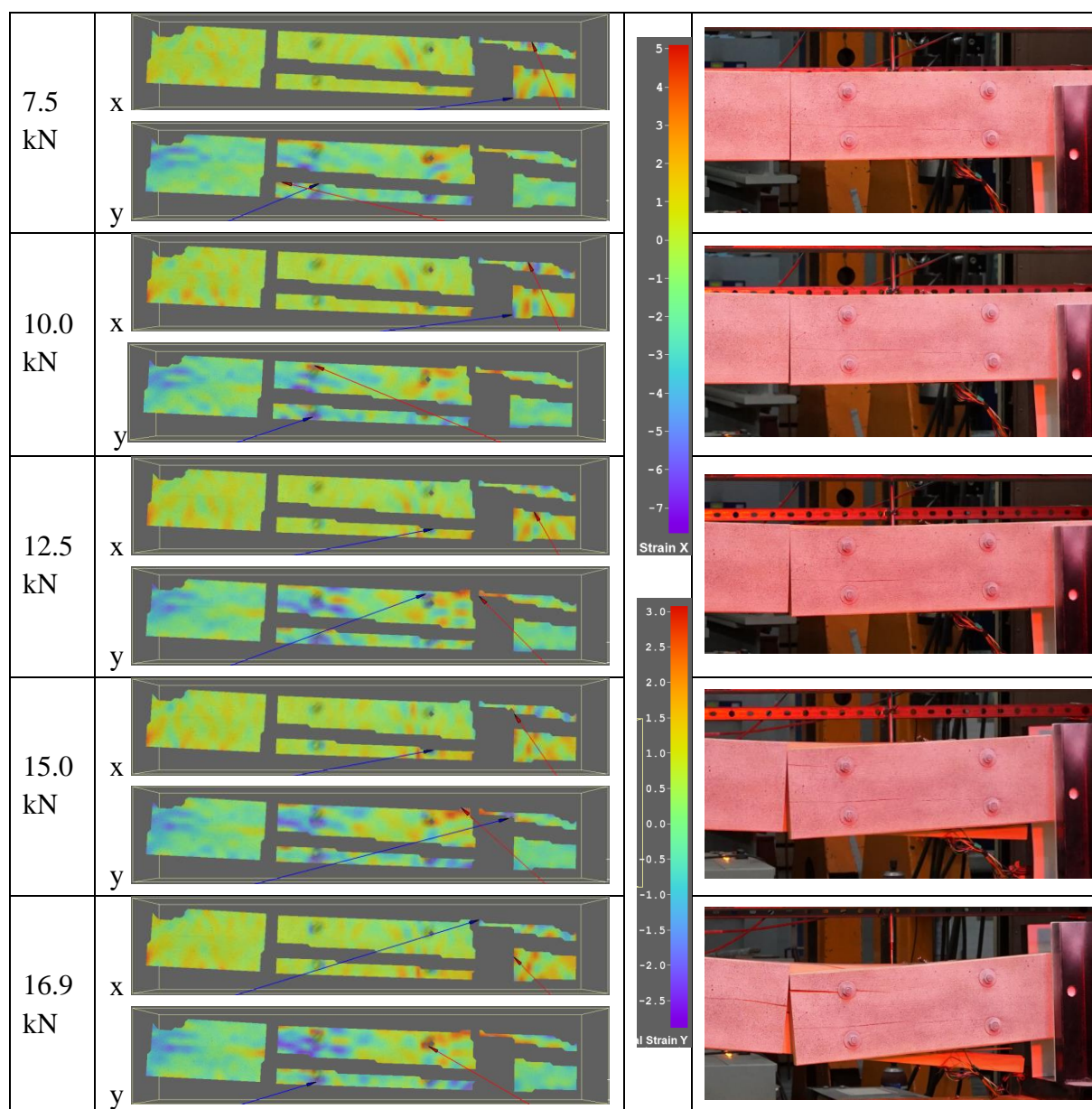


Tabela 5.17. Mapy odkształceń w kierunku poziomym (x) i pionowym (y) oraz zdjęcia z badań dla belki H02 dla poszczególnych poziomów obciążenia





Wnioski

III Opis deformacji pod wpływem obciążeń i lokalizacja koncentracji naprężeń – badania metodą CKO

Na podstawie obrazów uzyskanych z badań metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO) przeprowadzonych dla wybranych połączeń można zidentyfikować miejsca szczególnej koncentracji naprężeń, prowadzących do zniszczenia połączeń i belek.

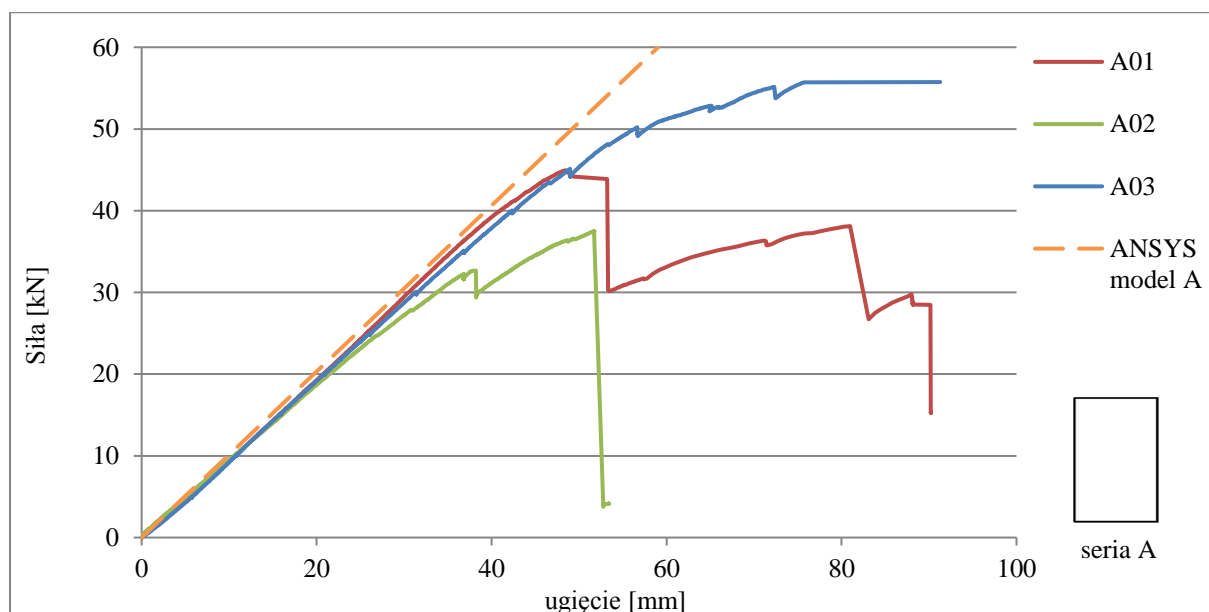
Wskutek działania obciążenia połączenia w belkach stopniowo ulegały rozluźnieniu. Zaobserwowano także powstanie i propagację pęknięć w miejscach charakterystycznych. Wyróżniono następujące główne miejsca koncentracji naprężeń (i dużych odkształceń) w badanych belkach:

- belka E01 – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc), szczególnie w miejscu zaciosu „znaku pioruna”;
- belka F02 – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w pobliżu wkładek drewnianych oraz zaciosu „znaku pioruna” (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc);
- belka G03 – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w pobliżu wkładek drewnianych oraz zaciosu „znaku pioruna” (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc);
- belka H02 – koncentracja naprężeń: głównie w okolicy otworów na łączniki trzpieniowe (śruby) oraz w miejscu docisku jednej części połączenia (górną narożnik) do drugiej wskutek deformacji (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc).

5.4. Zestawienie wyników – analiza numeryczna MES wybranych połączeń

Poniżej zaprezentowano wyniki badań belek serii A-H uzyskane w analizie numerycznej MES. Przedstawiono ścieżki równowagi statycznej w porównaniu z wynikami z badań laboratoryjnych (rys. 5.72, 5.78, 5.86, 5.94, 5.102, 5.110, 5.118, 5.126), obrazy zniszczenia belek (rys. 5.73, 5.79, 5.87, 5.95, 5.103, 5.111, 5.119, 5.127) obrazy ugięcia belek (rys. 5.74, 5.76, 5.80, 5.83, 5.88, 5.91, 5.96, 5.99, 5.104, 5.107, 5.112, 5.115, 5.120, 5.123, 5.128, 5.131), mapy naprężeń normalnych w elementach drewnianych i naprężeń w elementach dodatkowych – śrubach i obejmach stalowych (rys. 5.75, 5.77, 5.81, 5.82, 5.84, 5.85, 5.89, 5.90, 5.92, 5.93, 5.97, 5.98, 5.100, 5.101, 5.105, 5.106, 5.108, 5.109, 5.113, 5.114, 5.116, 5.117, 5.121, 5.122, 5.124, 5.125, 5.129, 5.130, 5.132, 5.133).

5.4.1. Wyniki analizy numerycznej belki A



Rys. 5.72. Ścieżki równowagi statycznej belek serii A

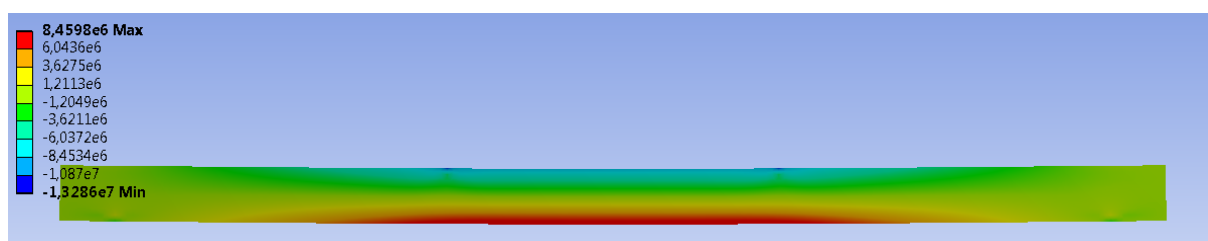


Rys. 5.73. Obraz zniszczenia belki A02

Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)

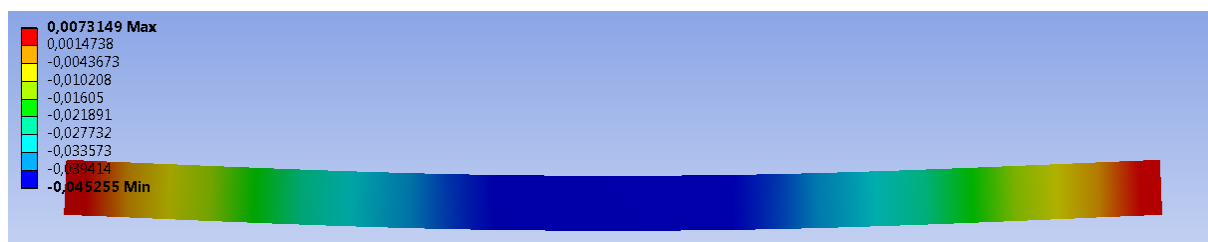


Rys. 5.74. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki A przy sile 10 kN

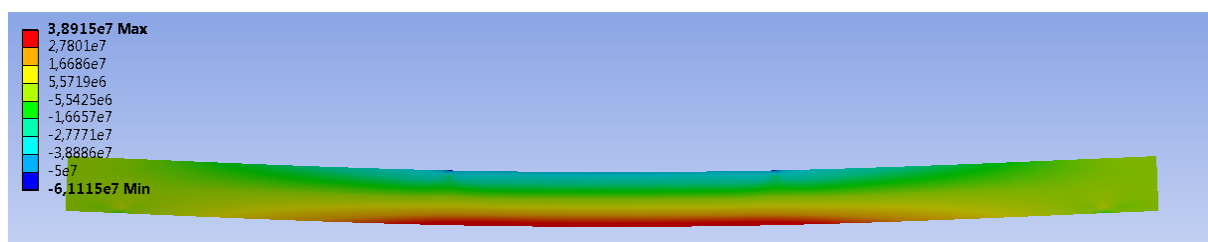


Rys. 5.75. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki A przy sile 10 kN

Wyniki dla belki przy sile 46 kN – średnia siła niszcząca dla serii (skala rzeczywista)

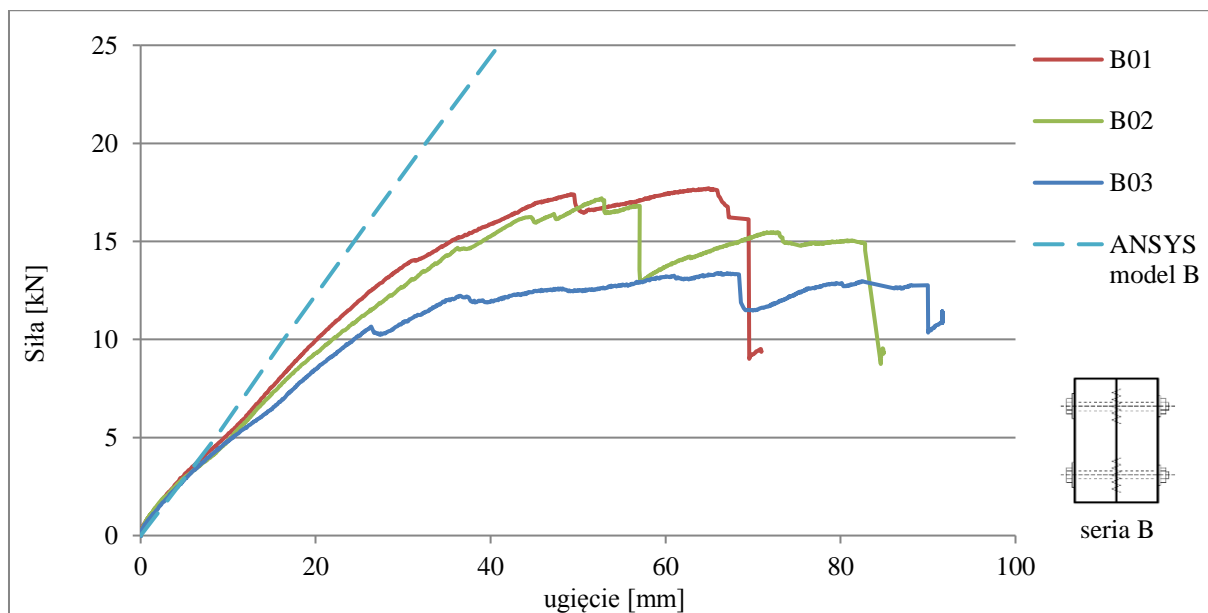


Rys. 5.76. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki A przy sile 46 kN

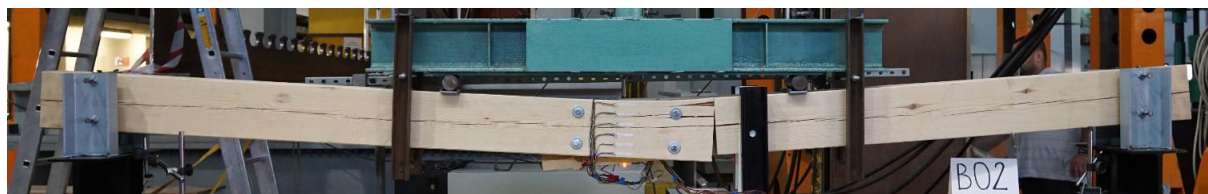


Rys. 5.77. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki A przy sile 46 kN

5.4.2. Wyniki analizy numerycznej belki B



Rys. 5.78. Ścieżki równowagi statycznej belek serii B

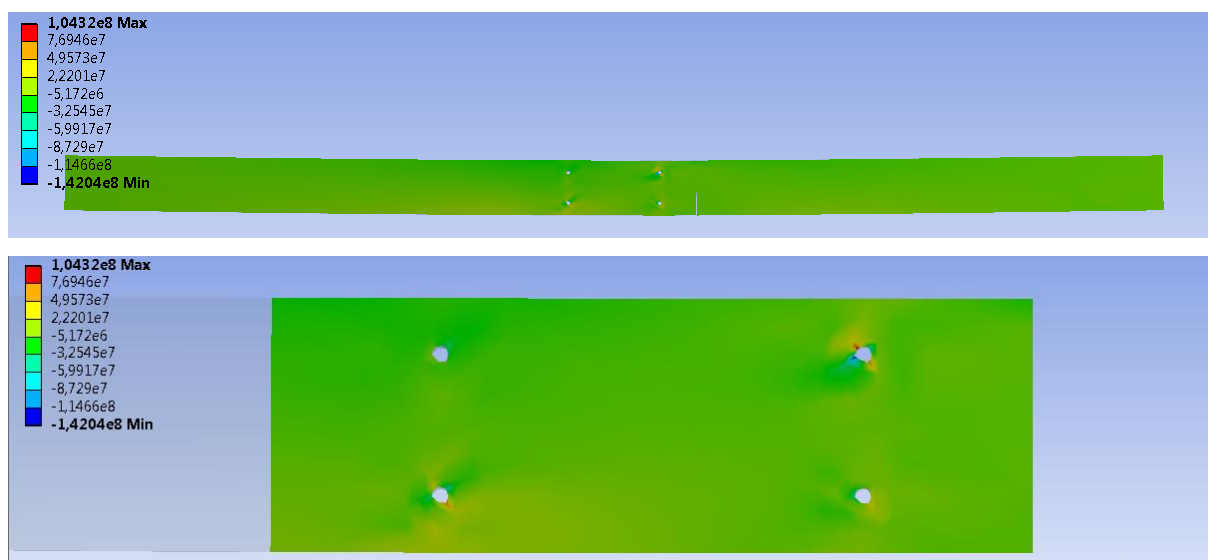


Rys. 5.79. Obraz zniszczenia belki B02

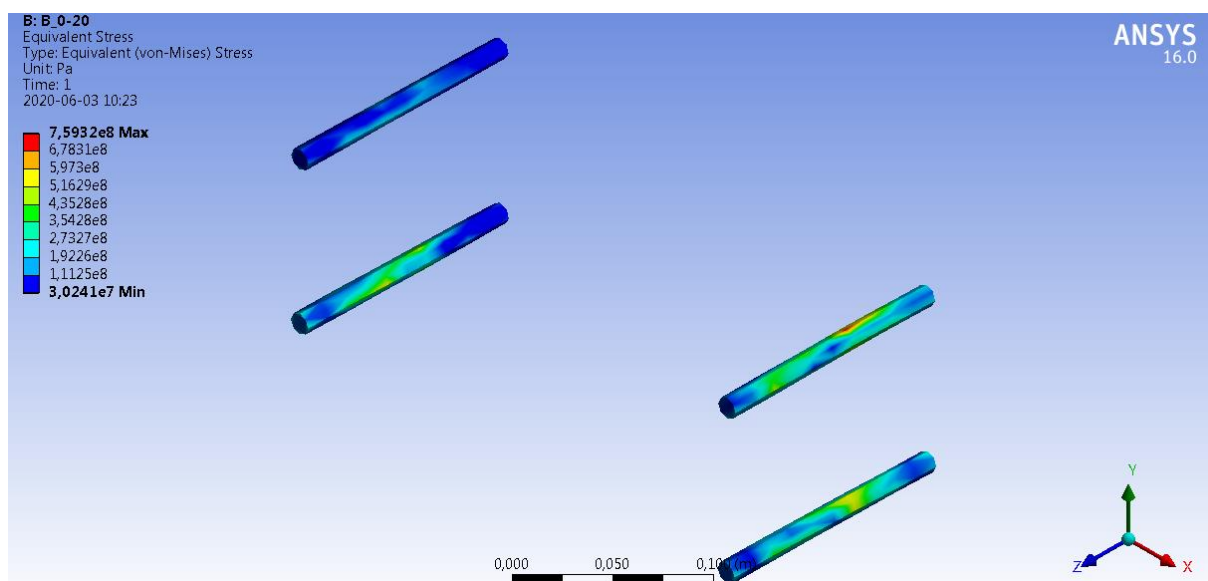
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.80. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki B przy sile 10 kN



Rys. 5.81. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki B, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

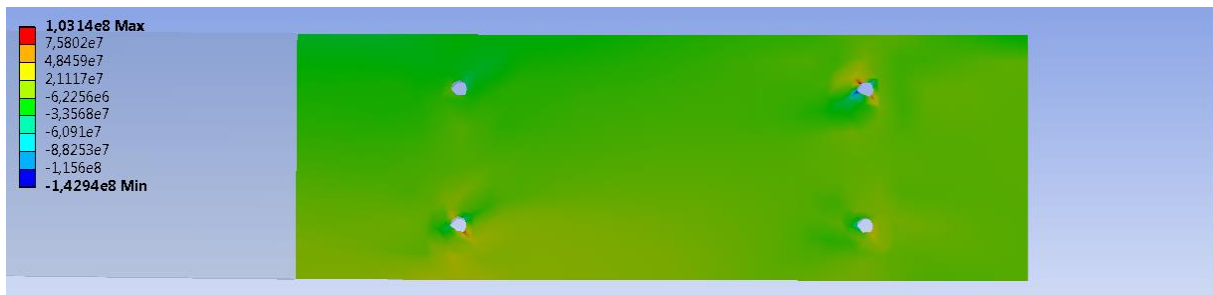
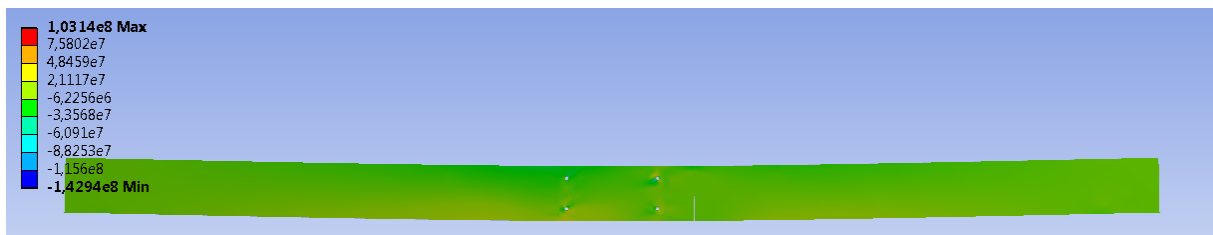


Rys. 5.82. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 10 kN

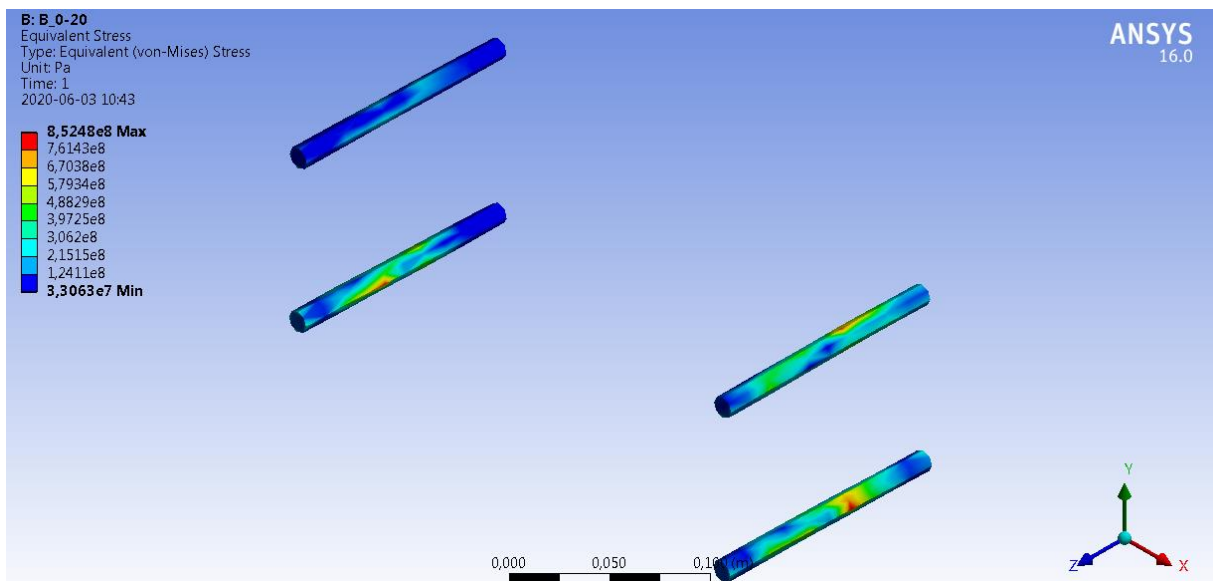
Wyniki dla belki przy sile 16 kN –średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.83. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki B przy sile 16 kN

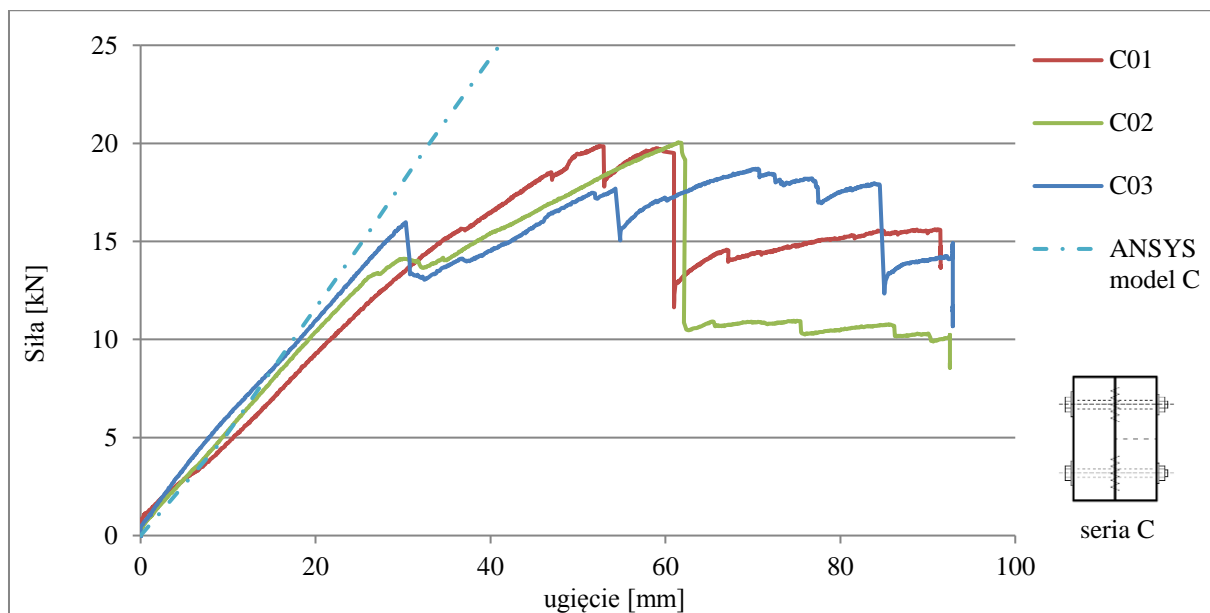


Rys. 5.84. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki B, powiększenie obszaru złącza przy sile 16 kN



Rys. 5.85. Naprężenia zredukowane w trzpieniach (śrubach) przy sile 16 kN

5.4.3. Wyniki analizy numerycznej belki C



Rys. 5.86. Ścieżki równowagi statycznej belek serii C

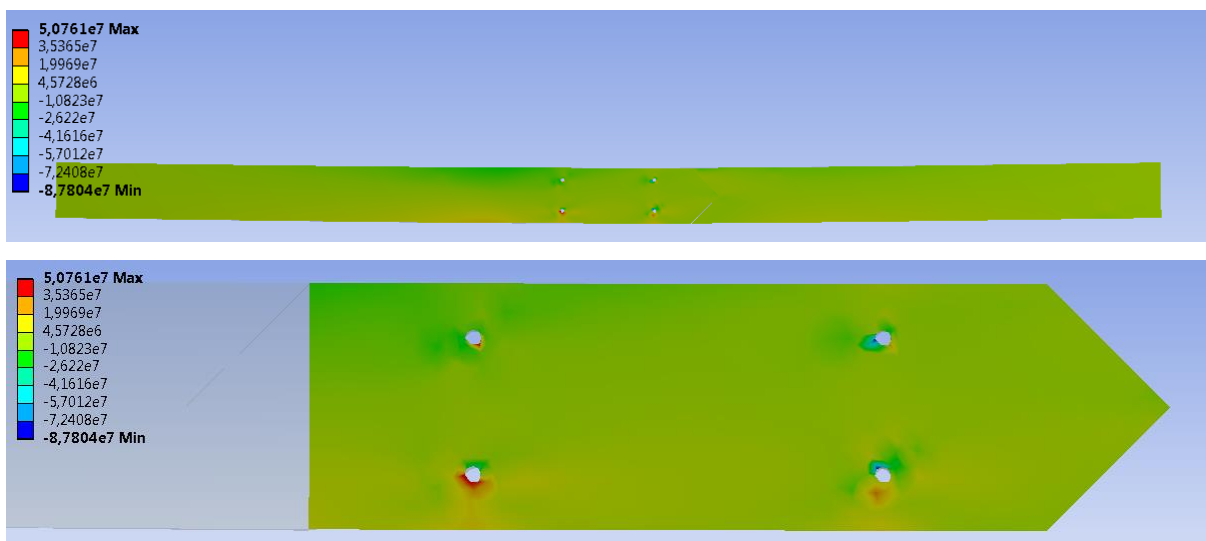


Rys. 5.87. Obraz zniszczenia belki C02

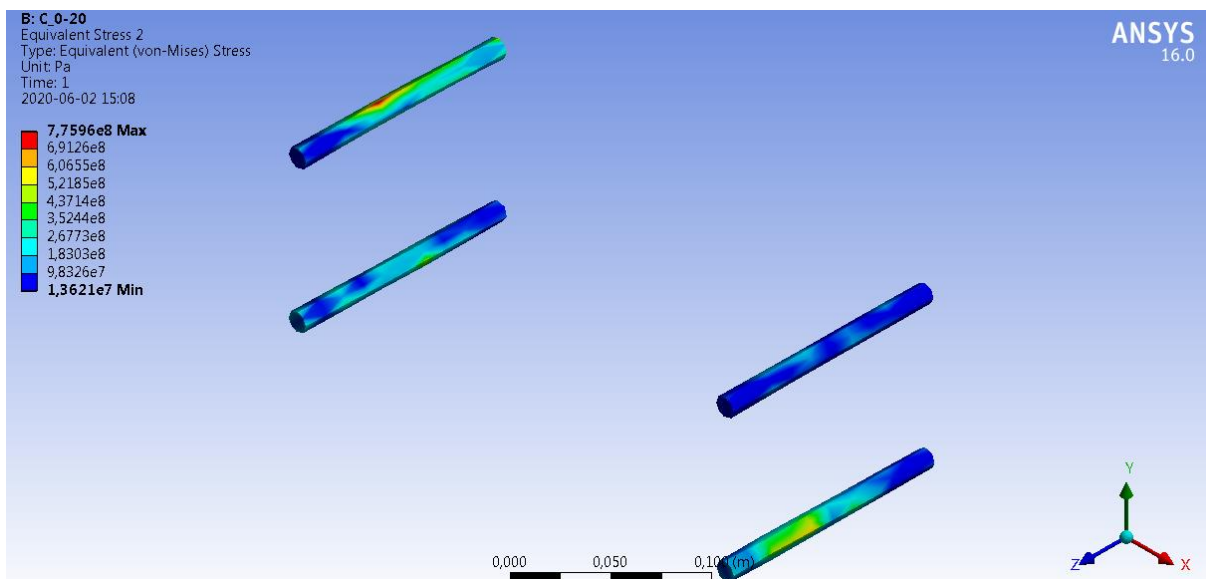
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.88. Ugięcie (przesunięcie w kierunku pionowym y) belki C przy sile 10 kN



Rys. 5.89. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki C, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

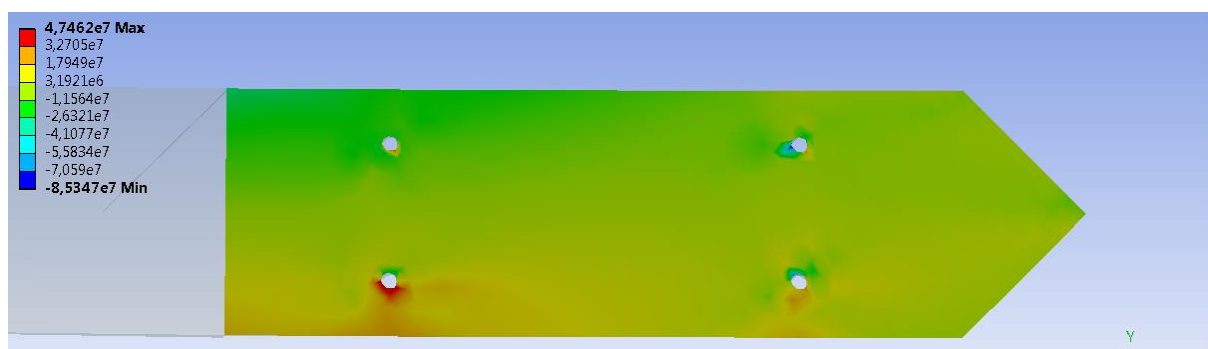
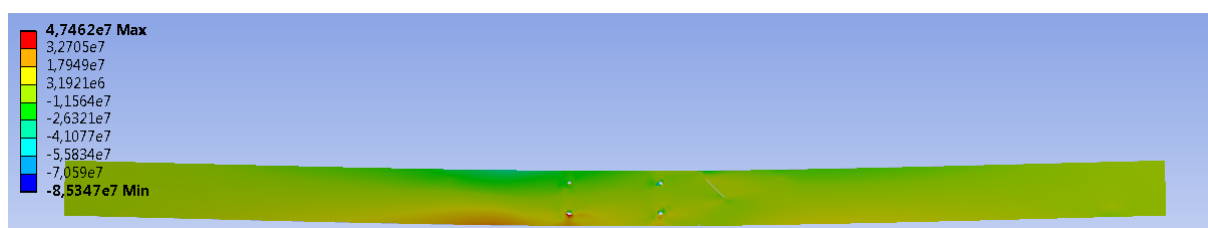


Rys. 5.90. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 10 kN

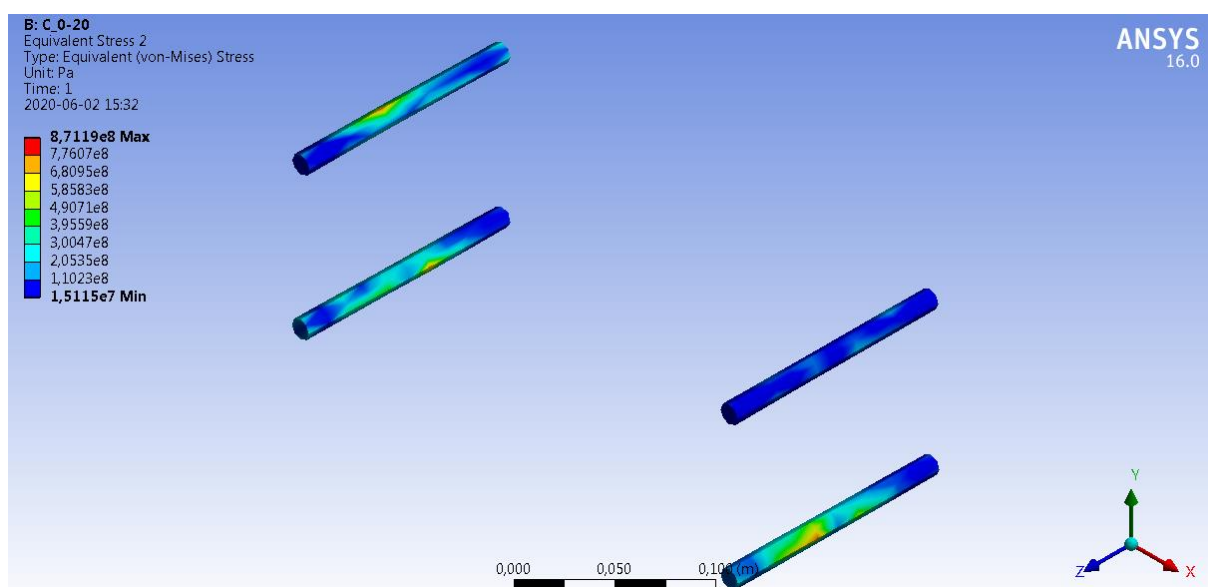
Wyniki dla belki przy sile 19 kN – średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.91. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki C przy sile 19 kN

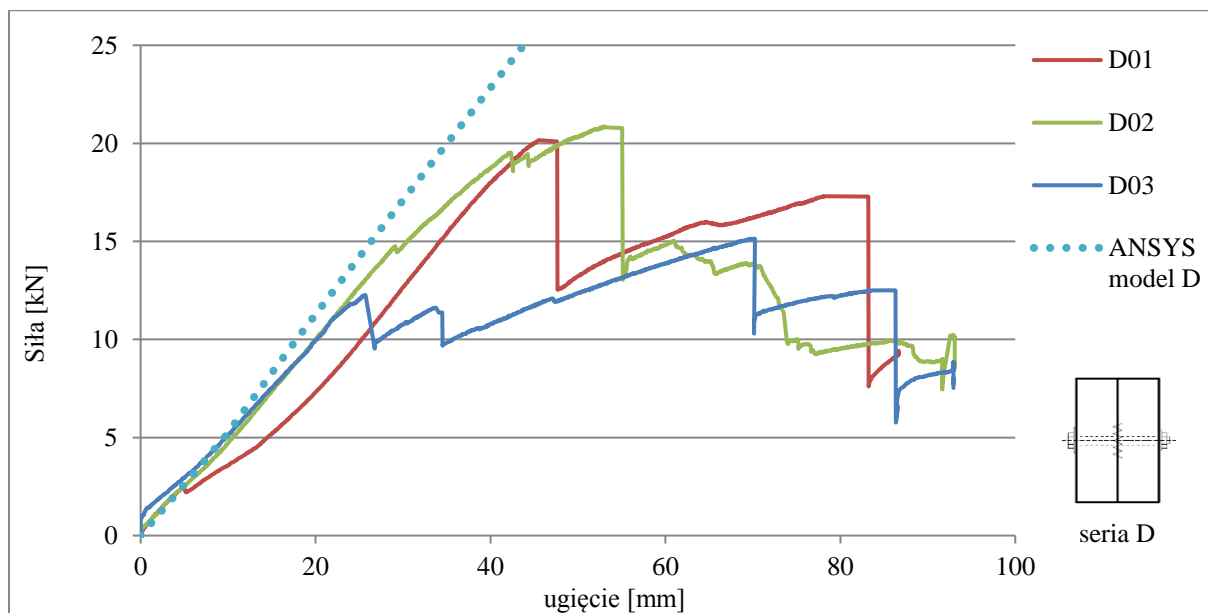


Rys. 5.92. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki C, powiększenie obszaru złącza przy sile 19 kN



Rys. 5.93. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 19 kN

5.4.4. Wyniki analizy numerycznej belki D



Rys. 5.94. Ścieżki równowagi statycznej belek serii D

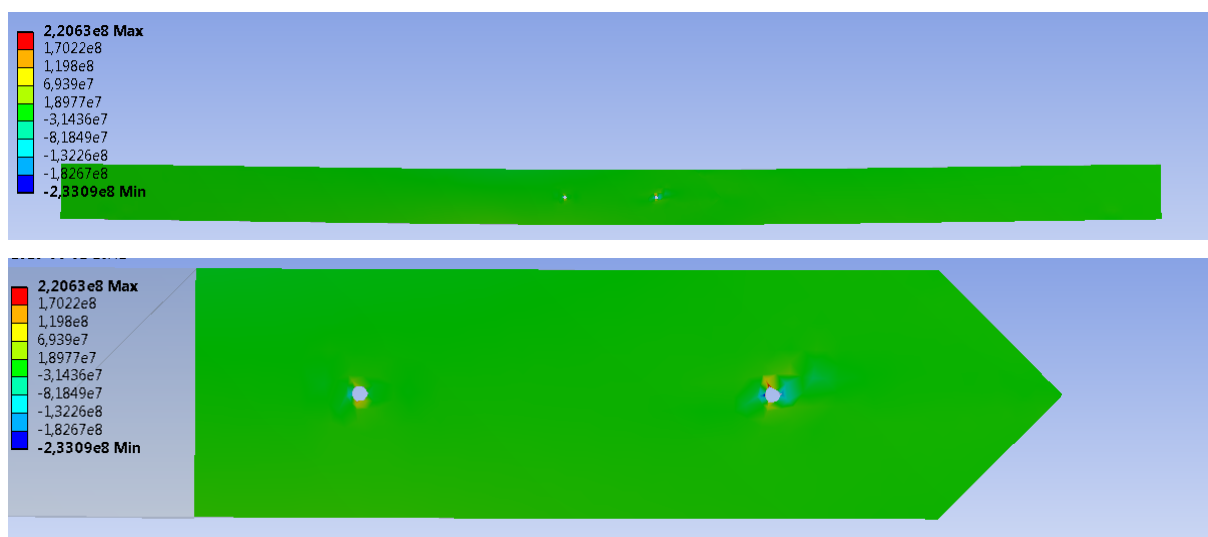


Rys. 5.95. Obraz zniszczenia belki D01

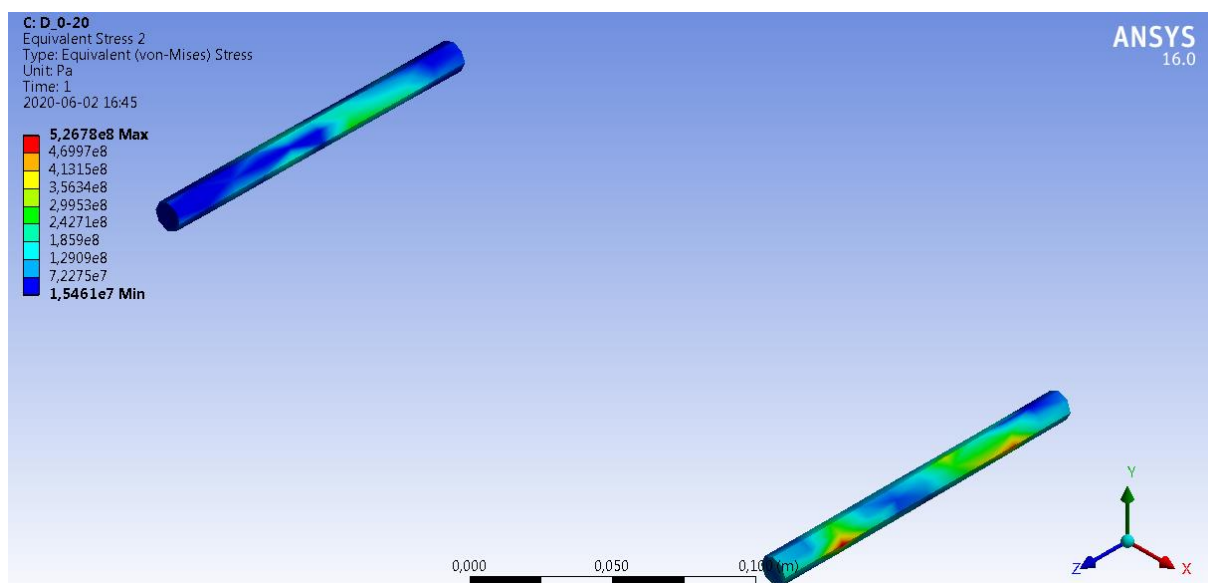
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.96. Ugięcie (przesunięcie w kierunku pionowym y) belki D przy sile 10 kN



Rys. 5.97. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki D, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

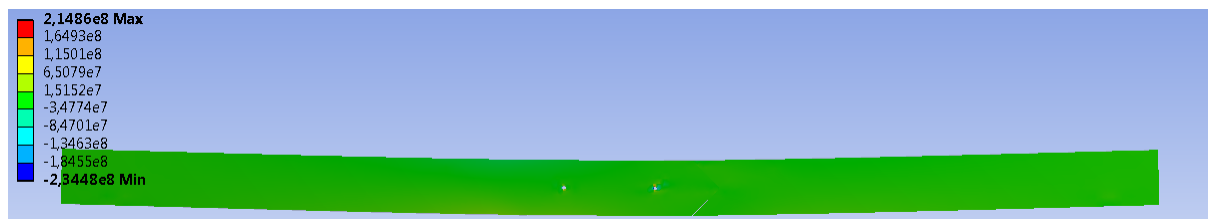


Rys. 5.98. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 10 kN

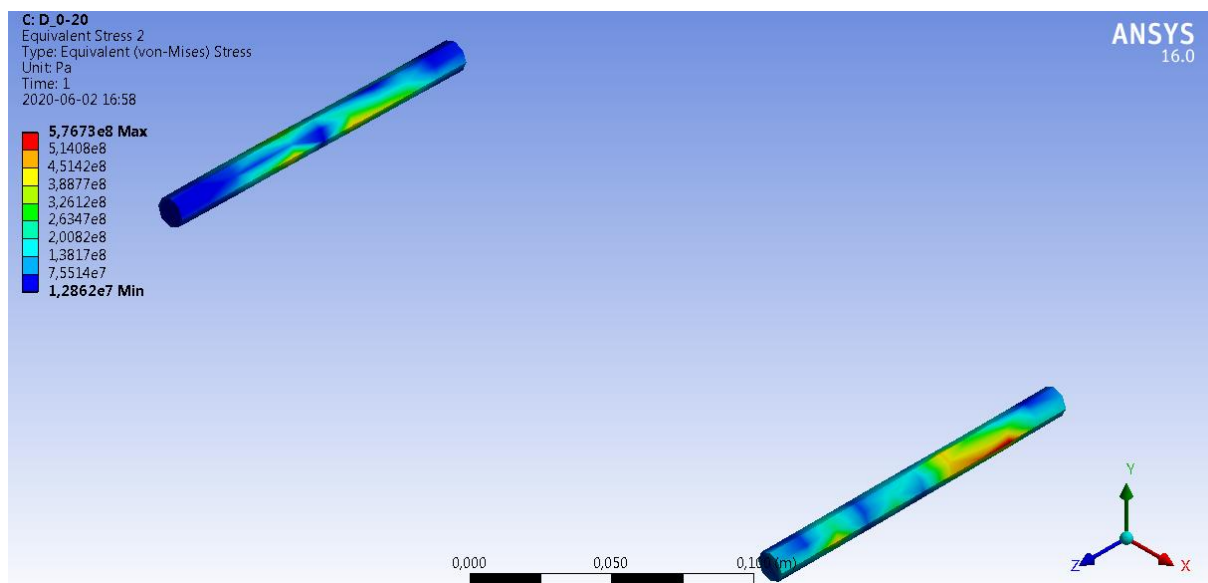
Wyniki dla belki przy sile 19 kN – średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.99. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki D przy sile 19 kN

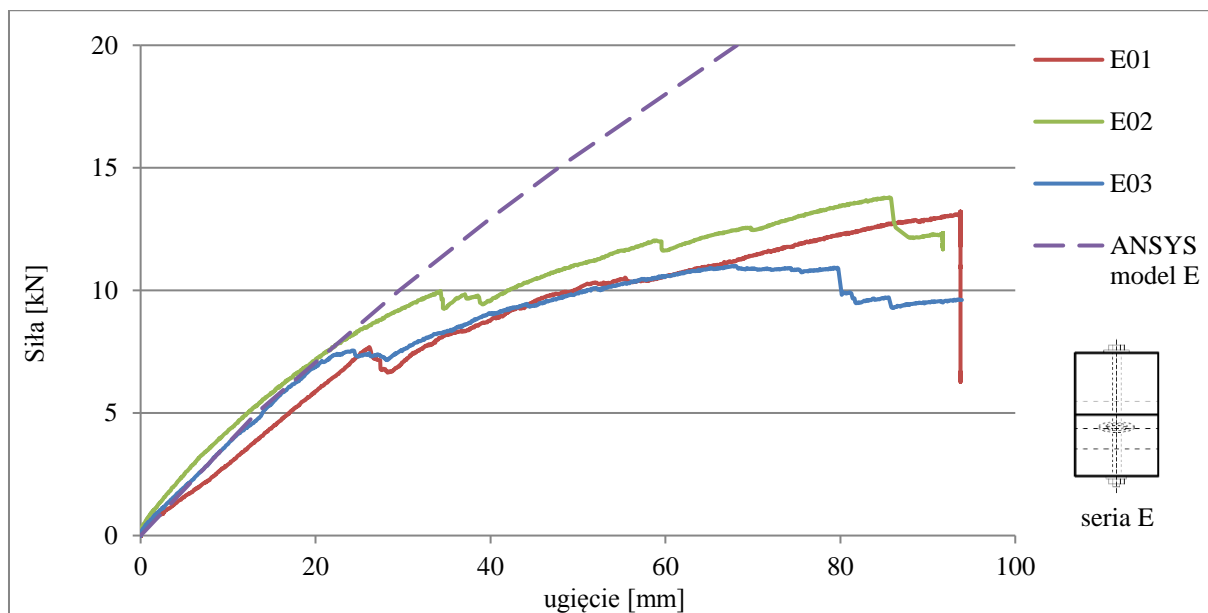


Rys. 5.100. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki D, powiększenie obszaru złącza przy sile 19 kN



Rys. 5.101. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 19 kN

5.4.5. Wyniki analizy numerycznej belki E

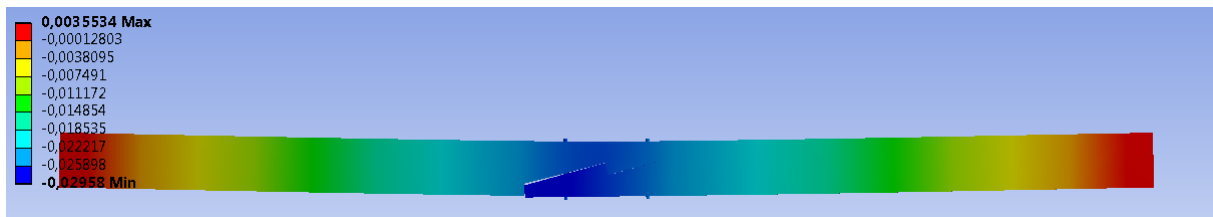


Rys. 5.102. Ścieżka równowagi statycznej belki E

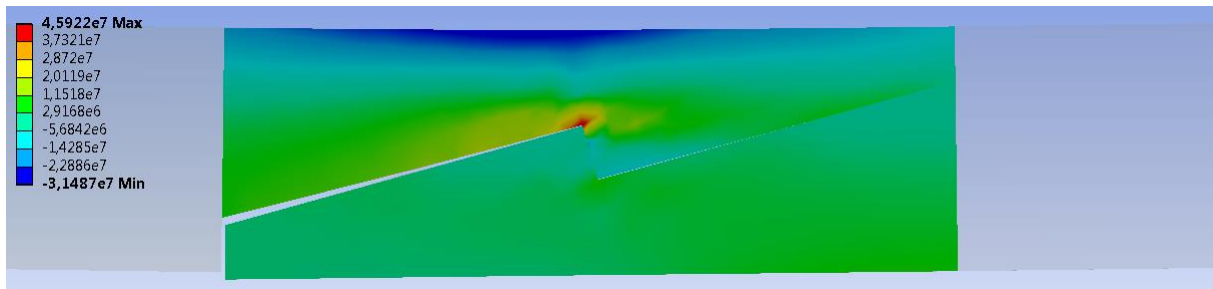
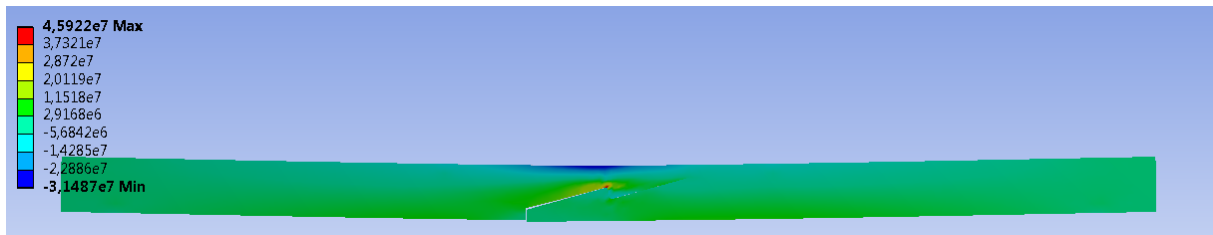


Rys. 5.103. Obraz zniszczenia belki E02

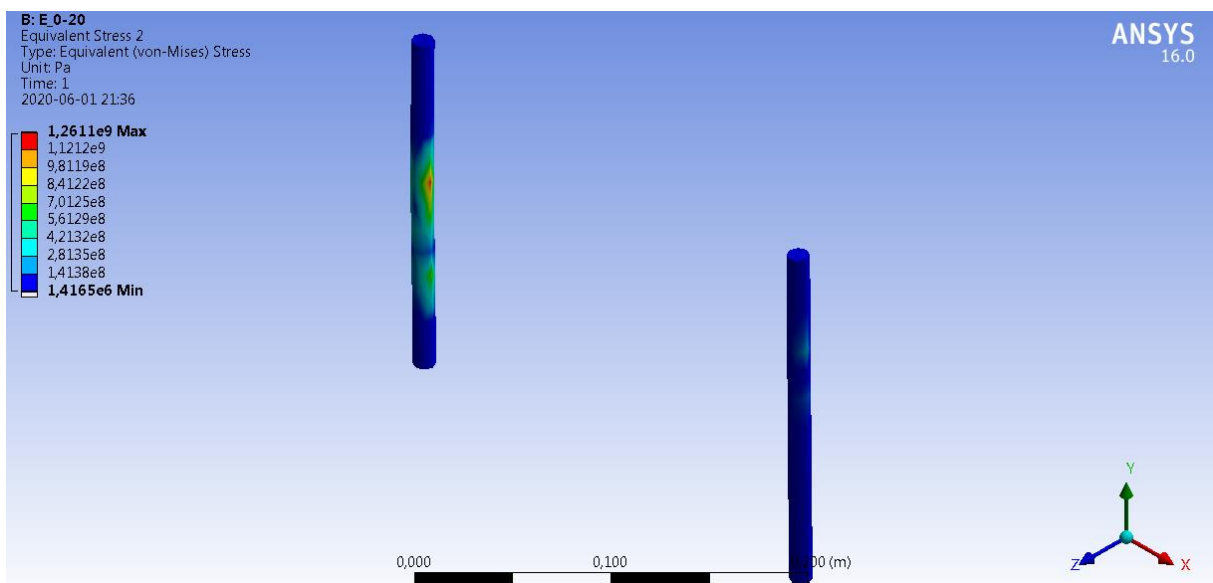
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.104. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki E przy sile 10 kN

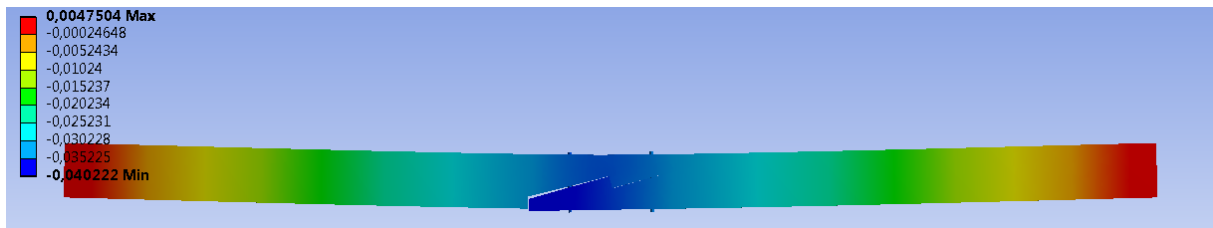


Rys. 5.105. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki E, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

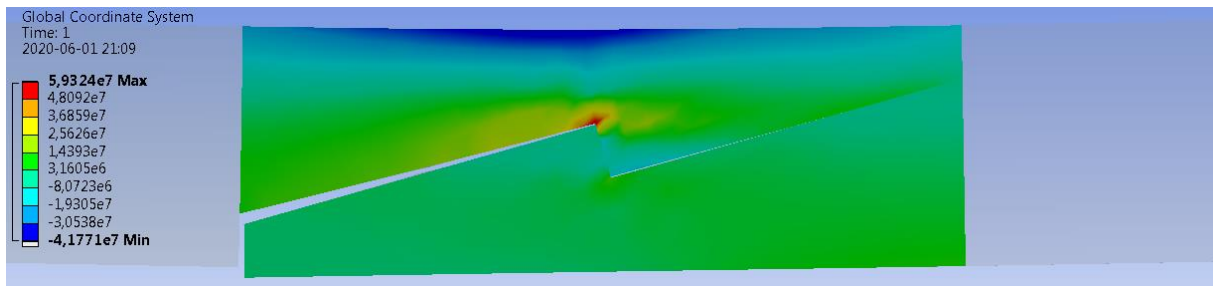
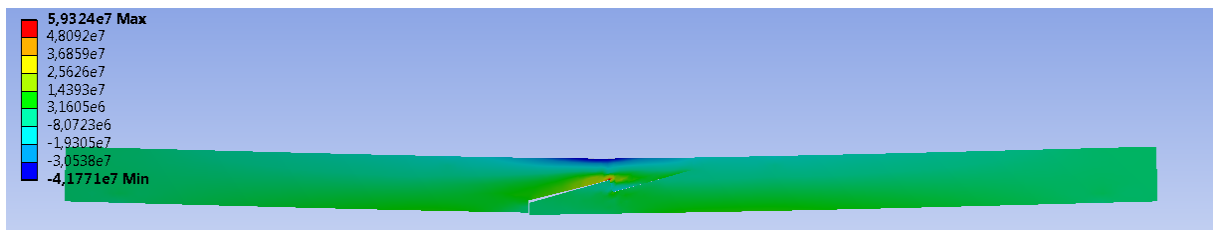


Rys. 5.106. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 10 kN

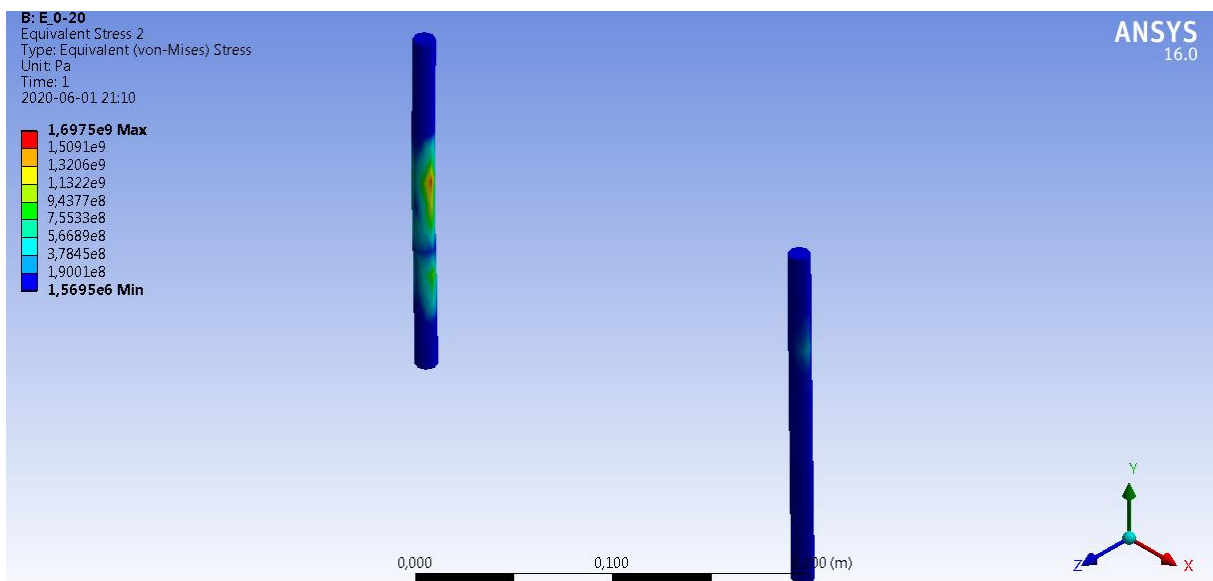
Wyniki dla belki przy sile 13 kN –średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.107. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki E przy sile 13 kN

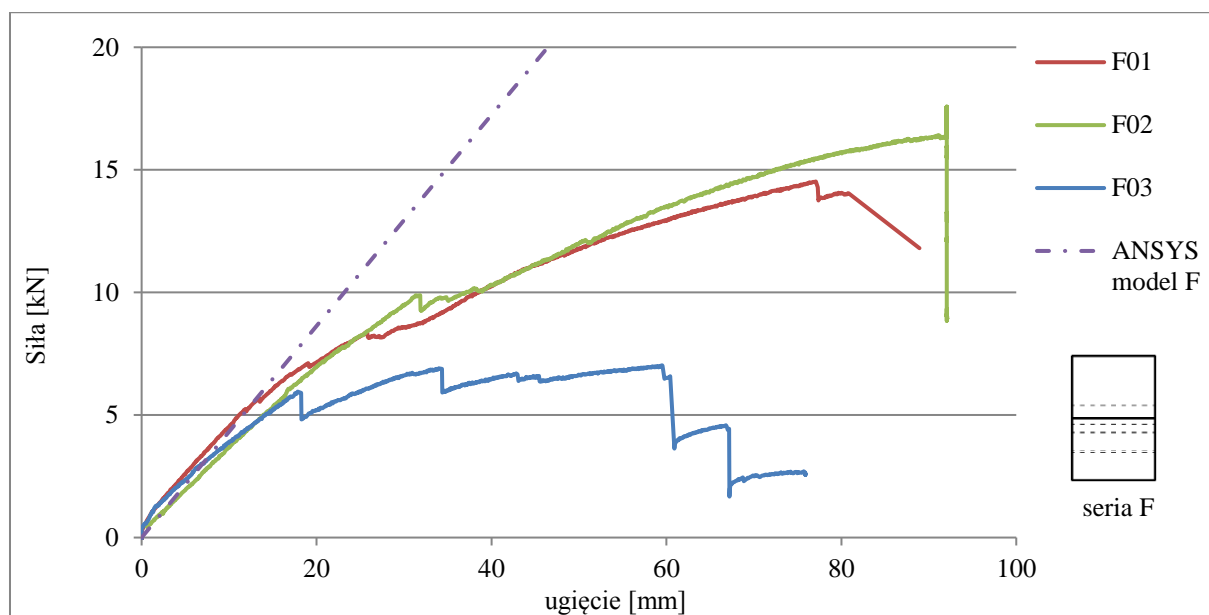


Rys. 5.108. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki E, powiększenie obszaru złącza przy sile 13 kN



Rys. 5.109. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 13 kN

5.4.6. Wyniki analizy numerycznej belki F



Rys. 5.110. Ścieżki równowagi statycznej belek serii F

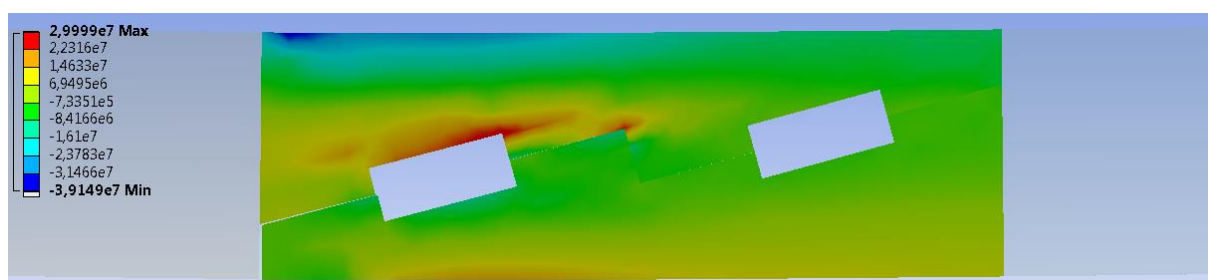
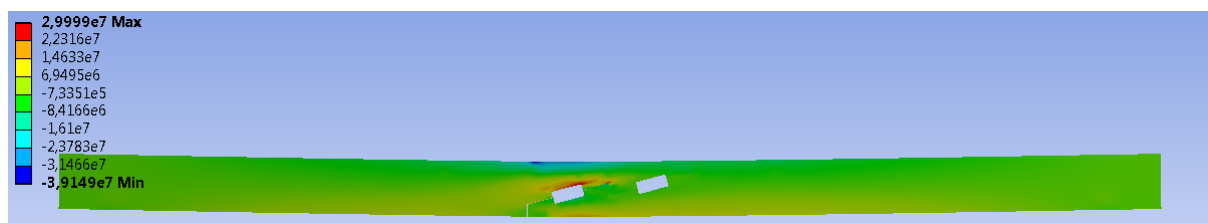
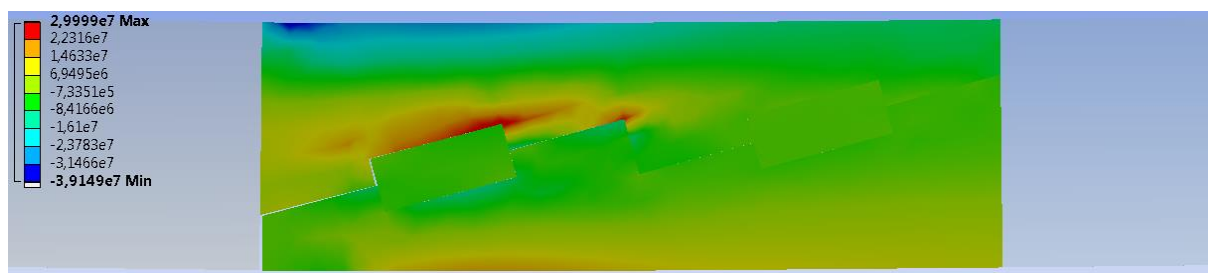
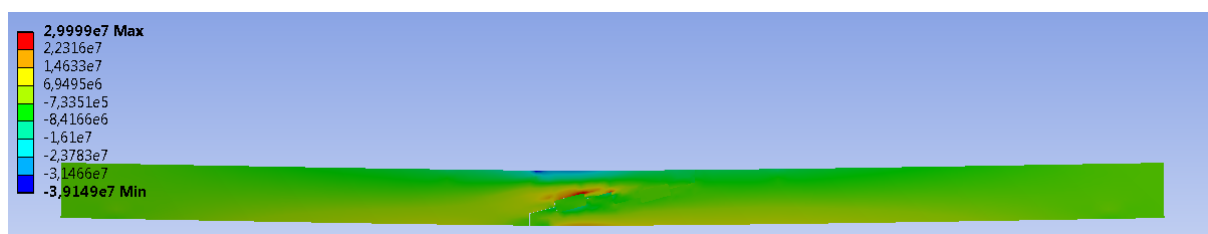


Rys. 5.111. Obraz zniszczenia belki F01

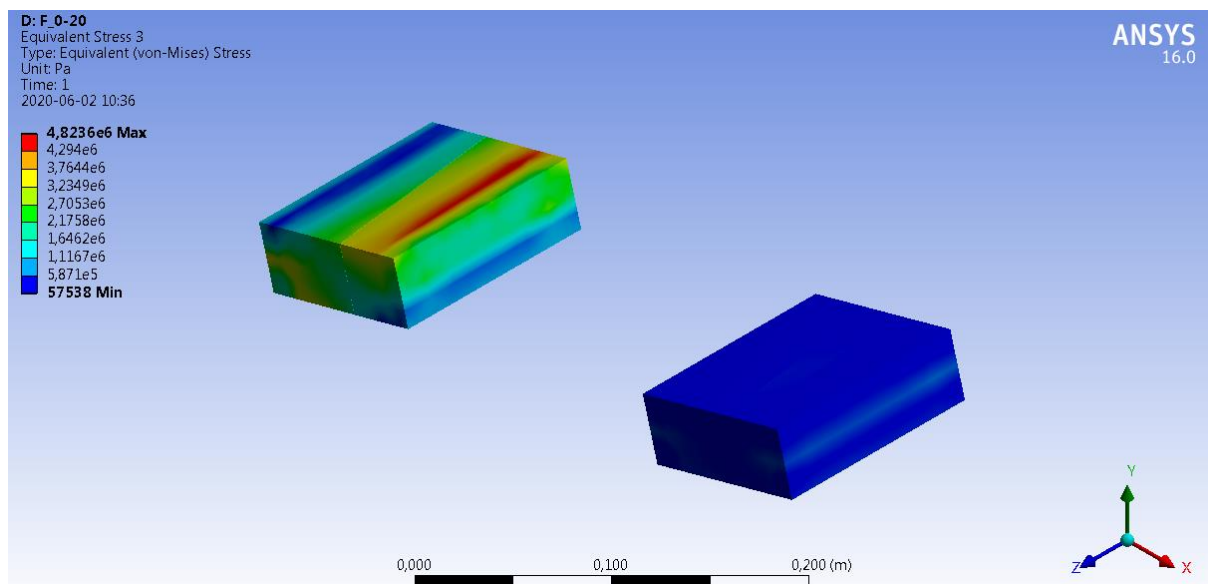
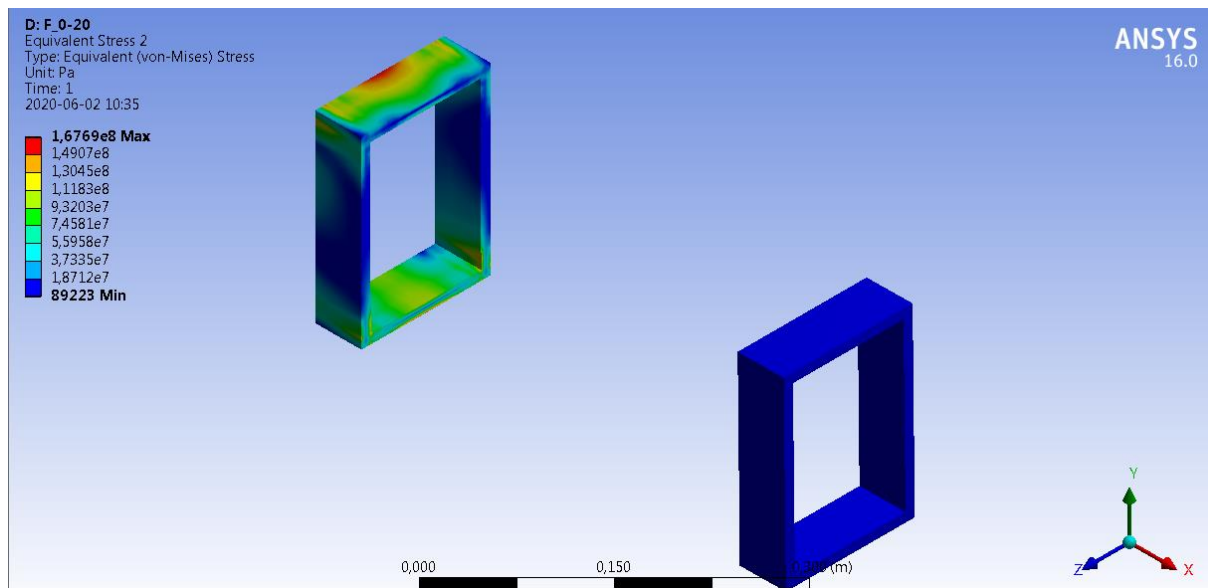
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.112. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki F przy sile 10 kN



Rys. 5.113. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki F, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

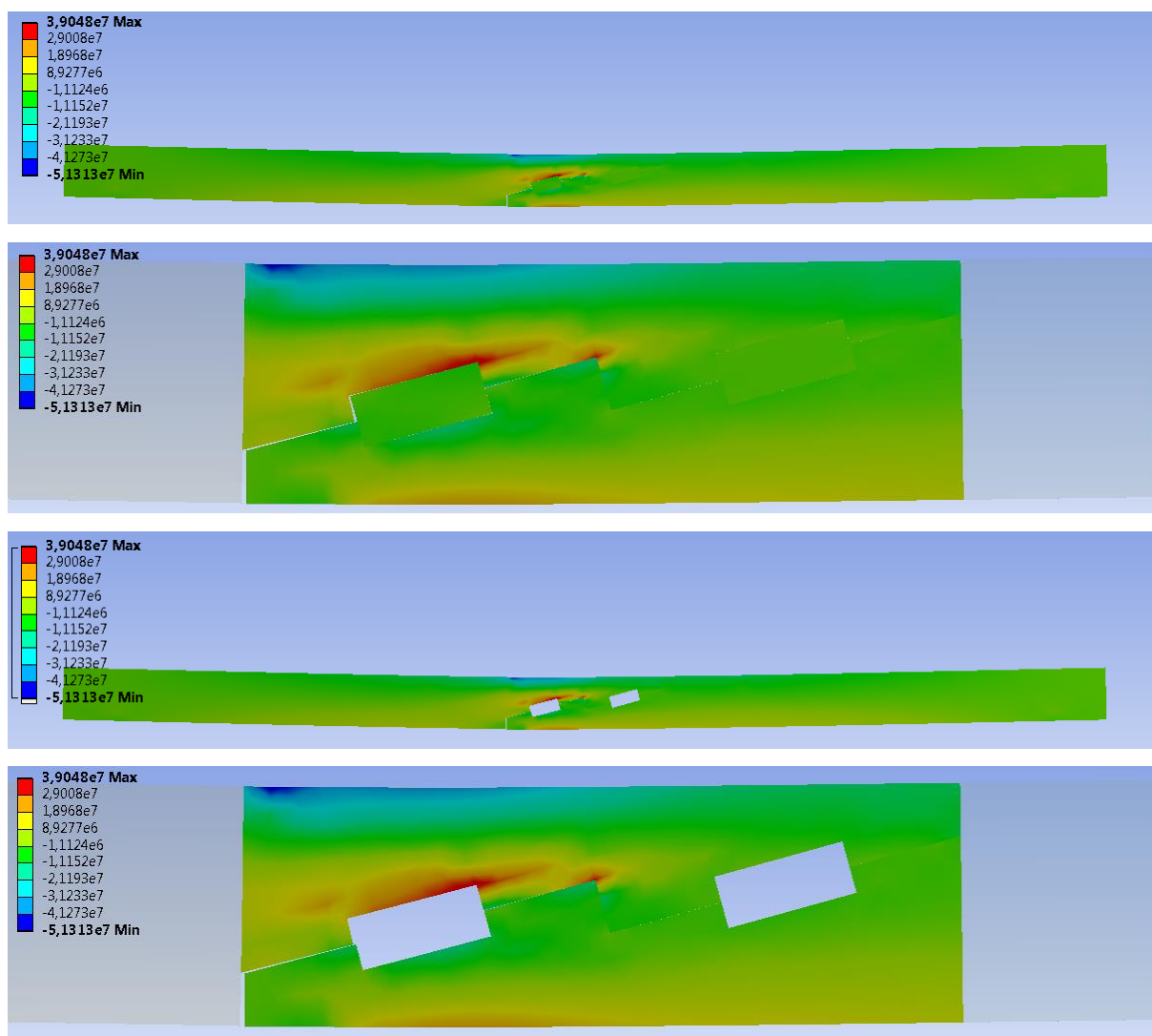


Rys. 5.114. Naprężenia zredukowane w obejmach stalowych i klockach drewnianych przy sile 10 kN

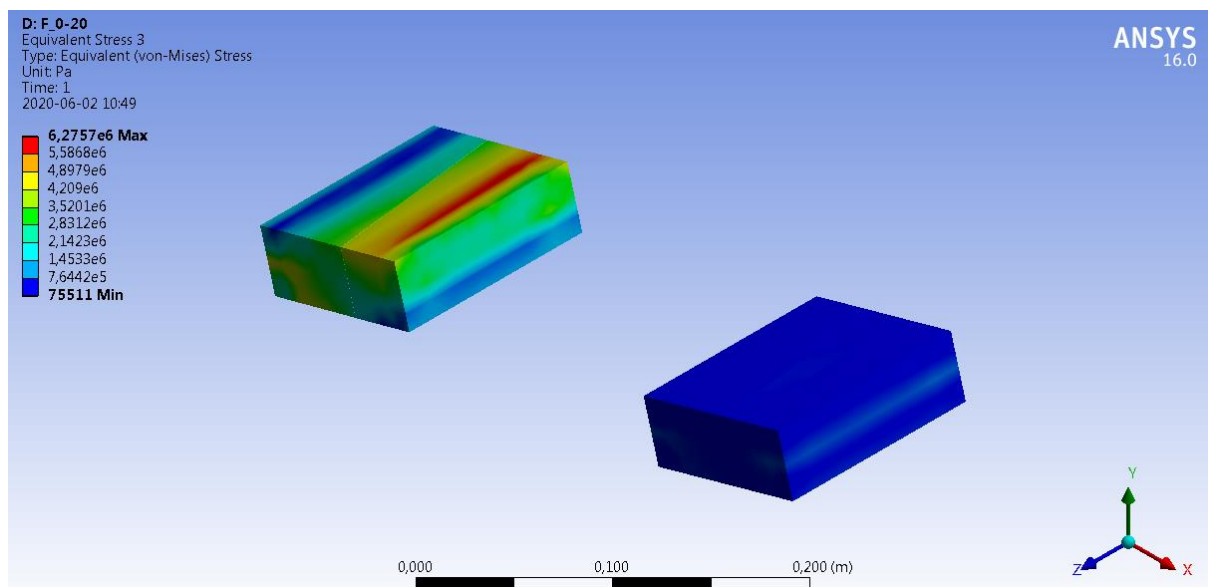
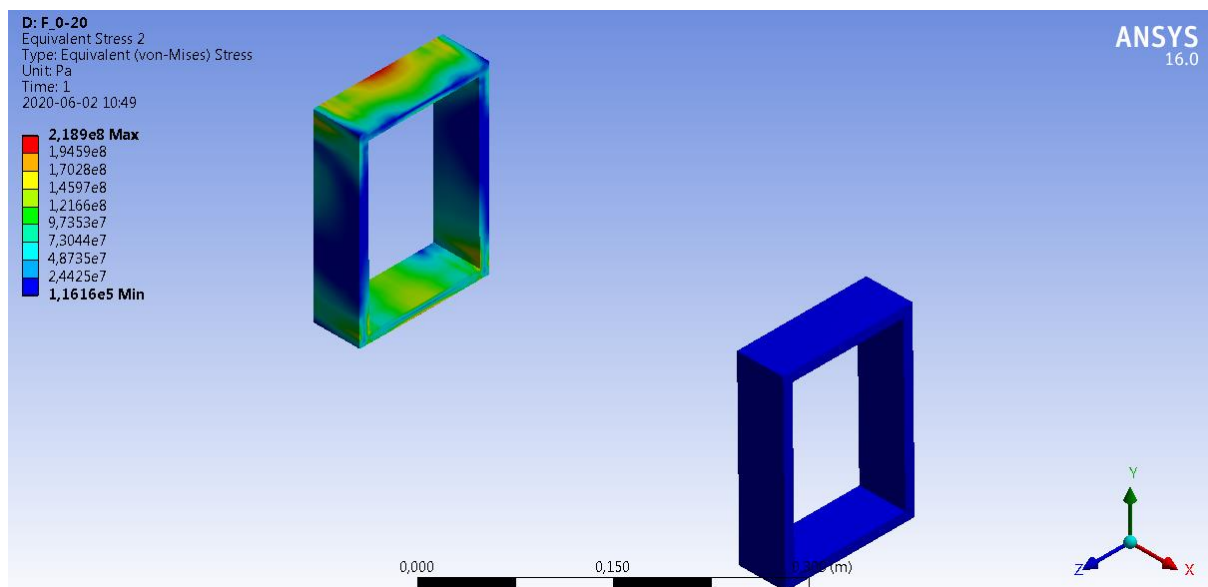
Wyniki dla belki przy sile 13 kN – średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.115. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki F przy sile 13 kN

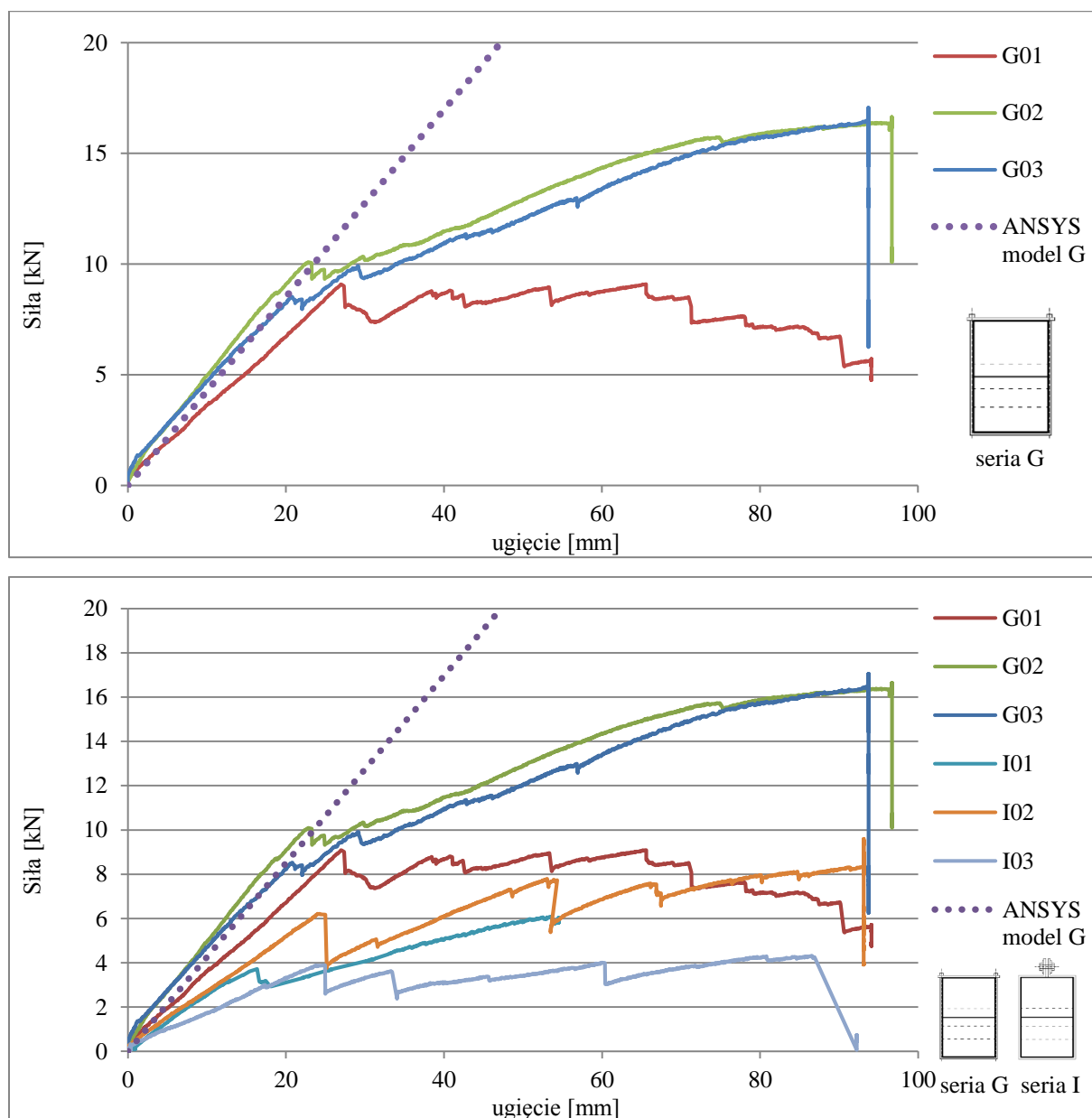


Rys. 5.116. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki F, powiększenie obszaru złącza przy sile 13 kN



Rys. 5.117. Naprężenia zredukowane w obejmach stalowych i klockach drewnianych przy sile 13 kN

5.4.7. Wyniki analizy numerycznej belki G/ I*



Rys. 5.118. Ścieżki równowagi statycznej belek serii G/I

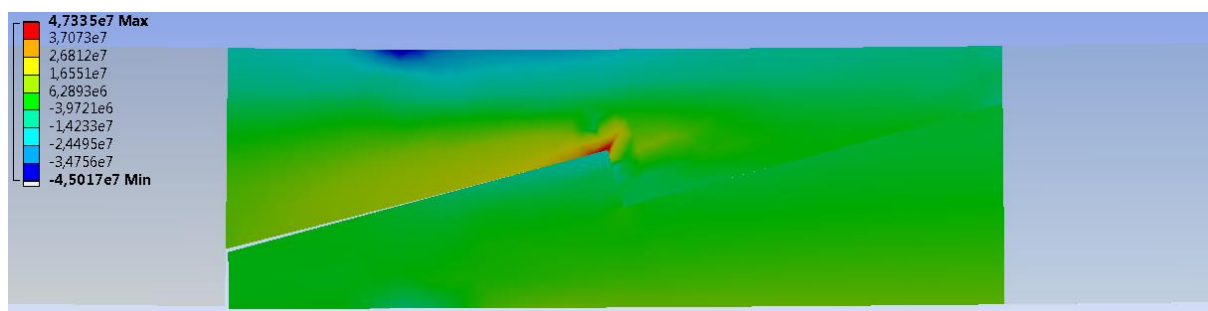
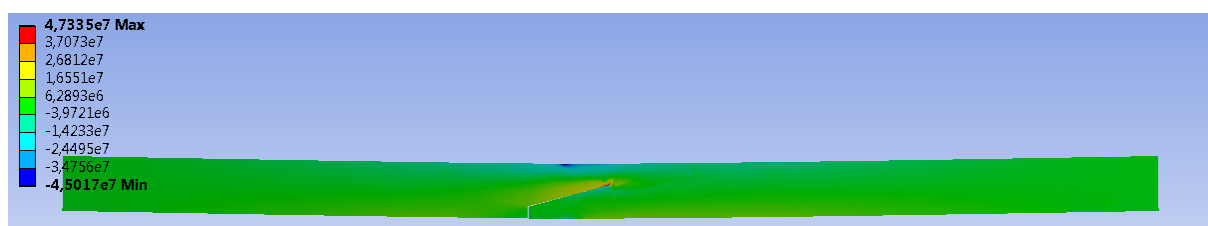


Rys. 5.119. Obraz zniszczenia belki G02

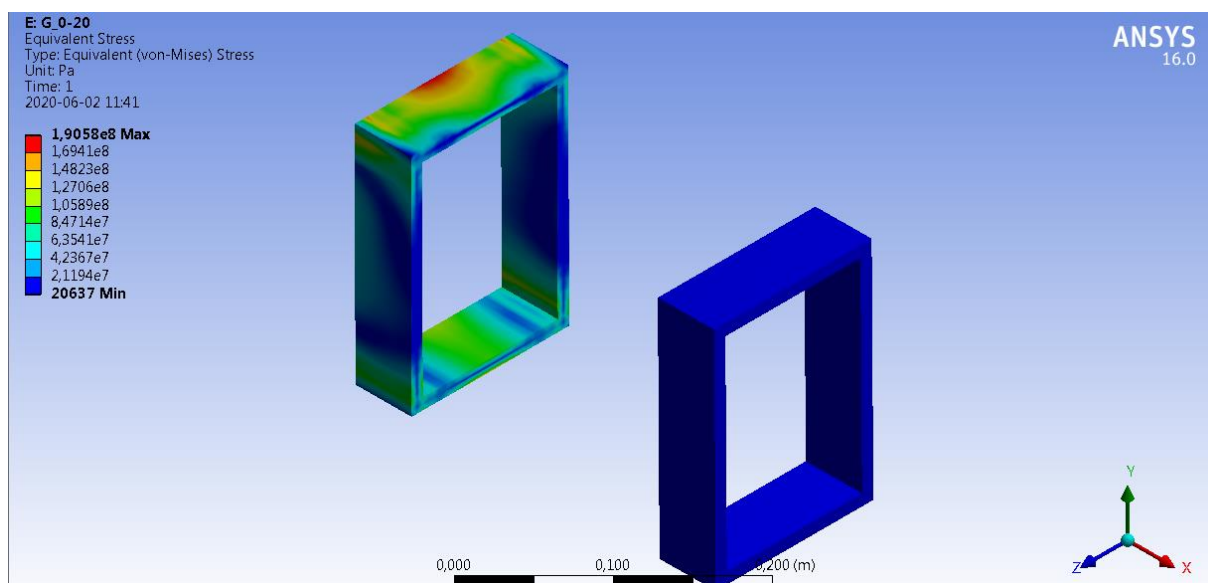
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.120. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki G przy sile 10 kN



Rys. 5.121. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki G, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

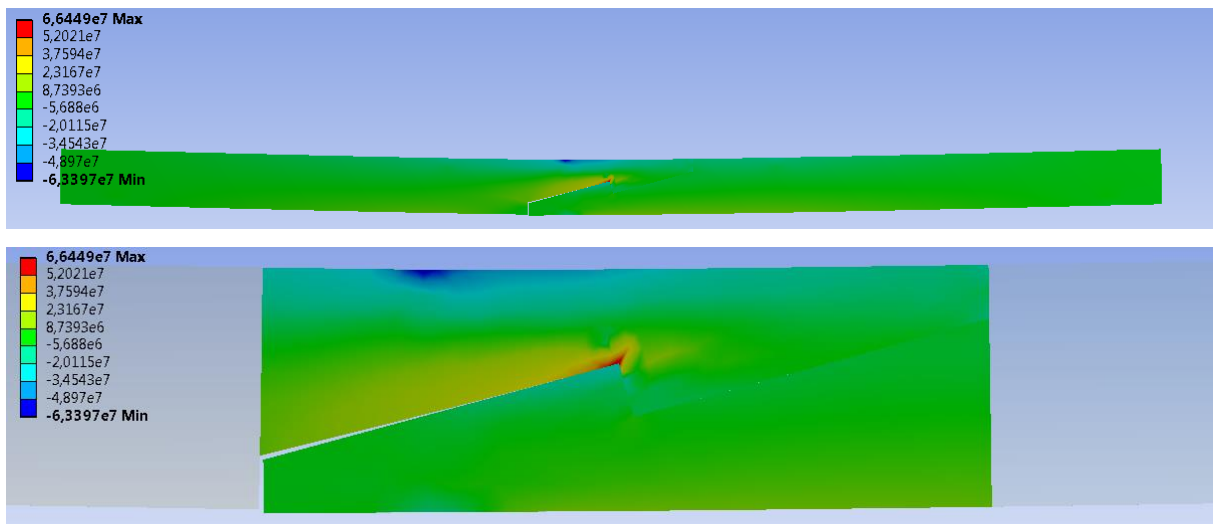


Rys. 5.122. Naprężenia zredukowane w obejmach stalowych przy sile 10 kN

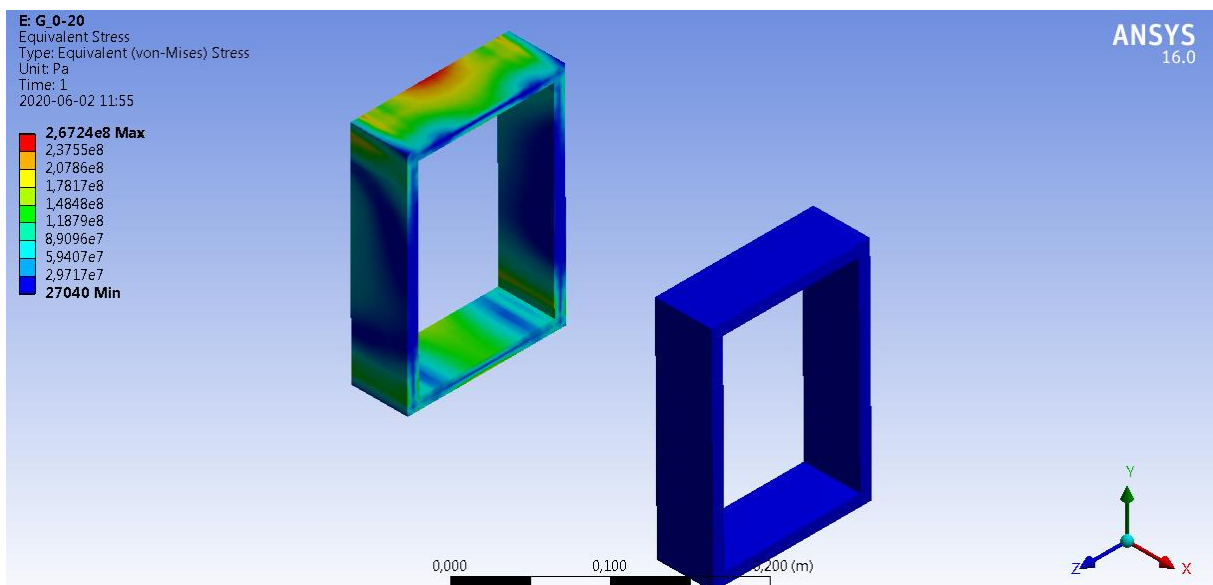
Wyniki dla belki przy sile 14 kN – średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.123. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki G przy sile 14 kN

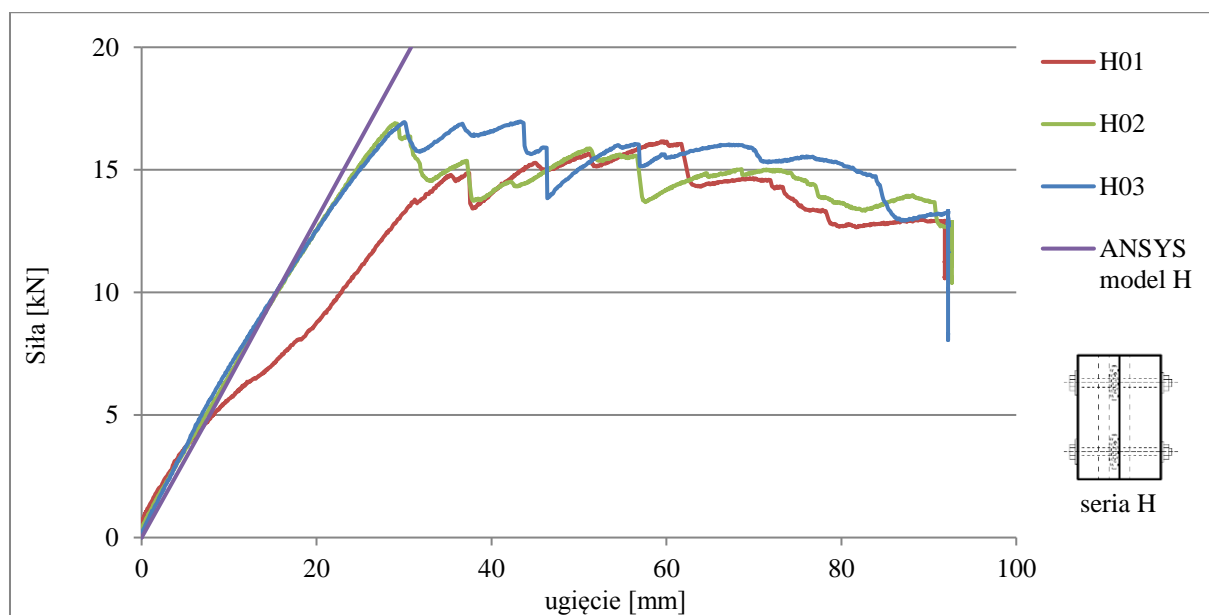


Rys. 5.124. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki G, powiększenie obszaru złącza przy sile 14 kN



Rys. 5.125. Naprężenia zredukowane w obejmach stalowych i klockach drewnianych przy sile 14 kN

5.4.8. Wyniki analizy numerycznej belki H



Rys. 5.126. Ścieżki równowagi statycznej belek serii H

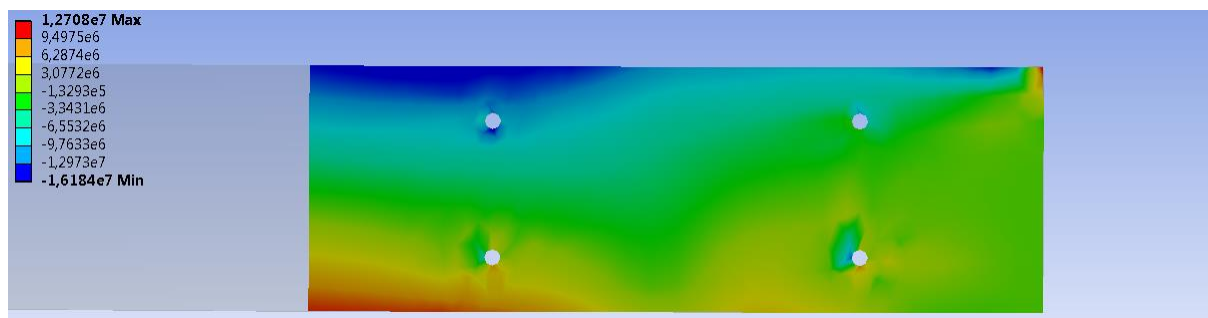
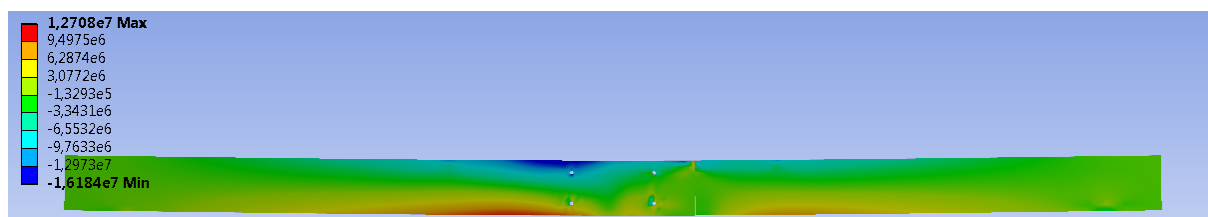


Rys. 5.127. Obraz zniszczenia belki H01

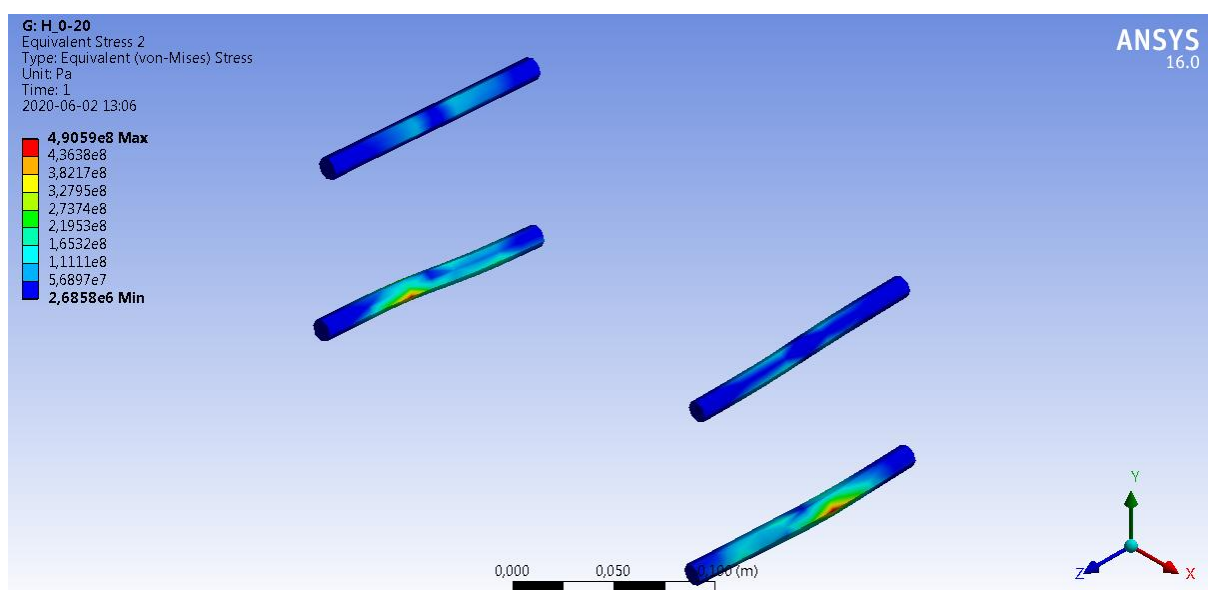
Wyniki dla belki przy sile 10 kN (skala rzeczywista)



Rys. 5.128. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki H przy sile 10 kN



Rys. 5.129. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki H, powiększenie obszaru złącza przy sile 10 kN

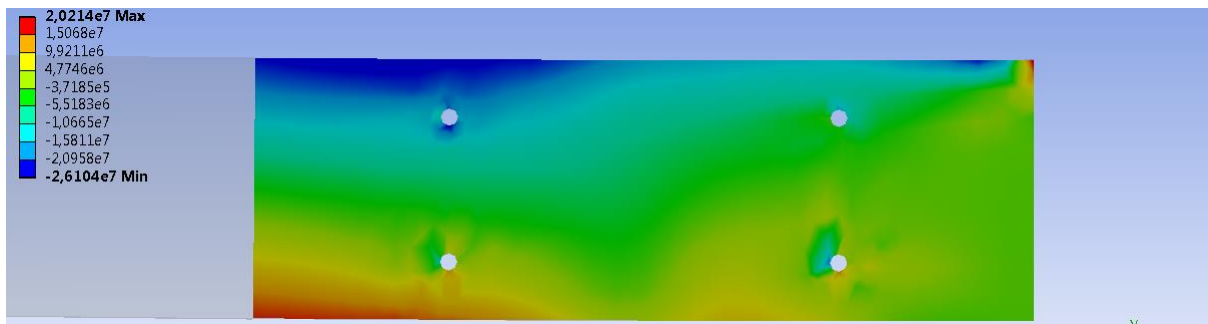
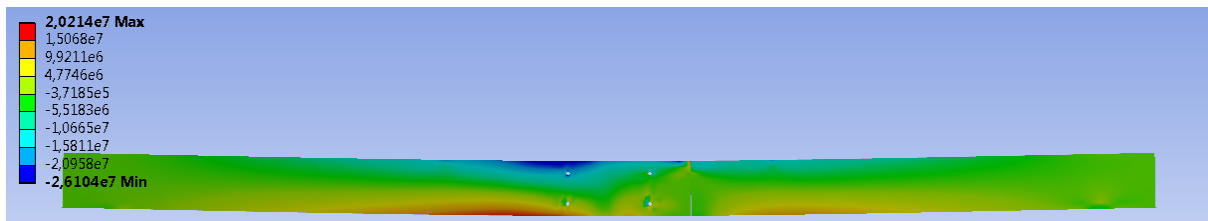


Rys. 5.130. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 10 kN

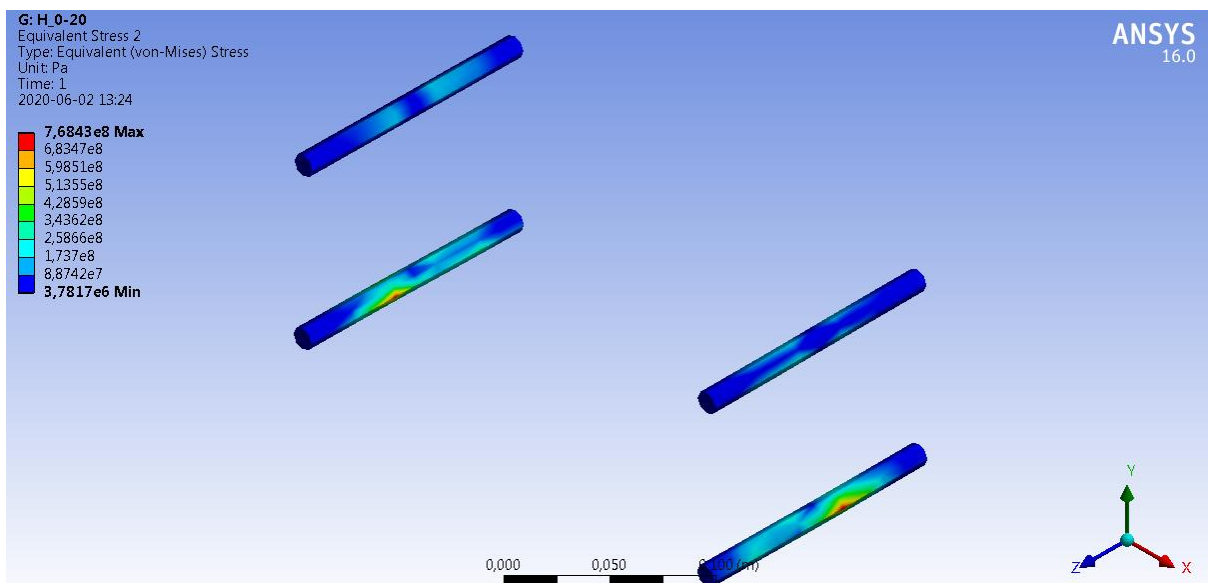
Wyniki dla belki przy sile 16 kN – średnia siła niszcząca serii (skala rzeczywista)



Rys. 5.131. Ugięcie (przemieszczenie w kierunku pionowym y) belki H przy sile 16 kN



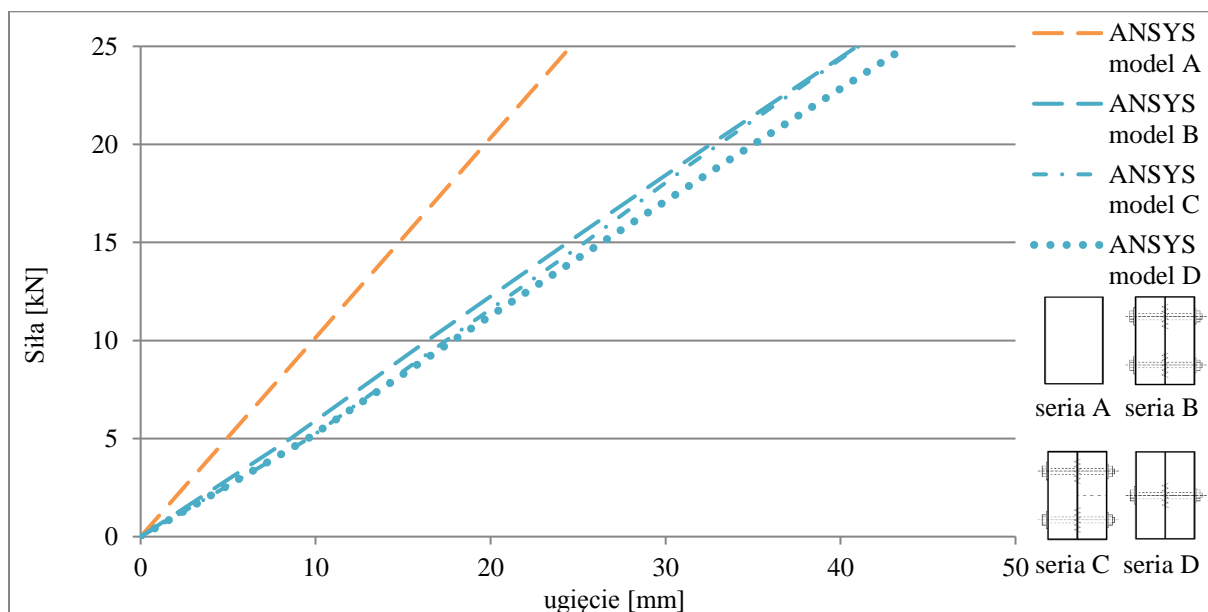
Rys. 5.132. Mapa naprężeń normalnych σ_x belki H, powiększenie obszaru złącza przy sile 16 kN



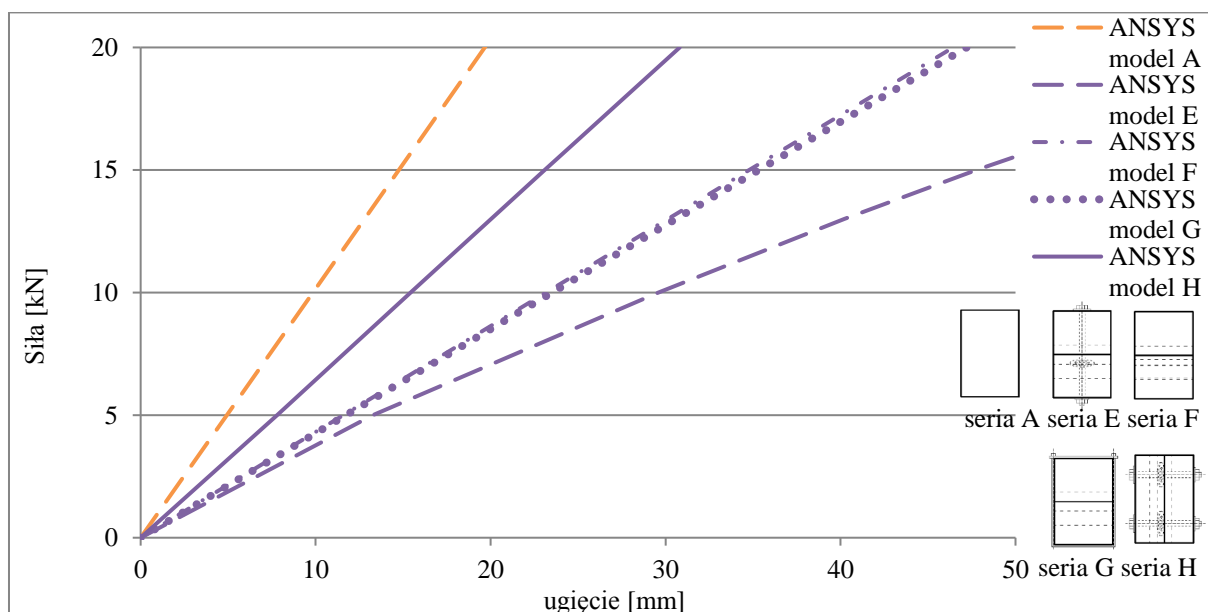
Rys. 5.133. Naprężenia zredukowane w trzpieniach stalowych (śrubach) przy sile 16 kN

5.4.9. Zbiorcze wyniki analizy numerycznej belek

Na rysunkach 5.134 i 5.135 zestawiono wykresy siła – ugięcie dla poszczególnych serii belek uzyskane w analizie numerycznej w porównaniu do belki świadkowej. W tabeli 5.18 przedstawiono wartości współczynnika sztywności dla analizowanych elementów obliczonych na podstawie danych z analizy numerycznej i porównanie do belki świadkowej.



Rys. 5.134. Wykresy „siła – przemieszczenie” dla belek serii B – D w porównaniu z belką A



Rys. 5.135. Wykresy „siła – przemieszczenie” dla belek serii E – H w porównaniu z belką A

Tabela 5.18. Wartości współczynników sztywności dla analizowanych elementów

		Seria belek								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
Przyjęta średnia siła niszcząca F_n	[kN]	46.00	16.00	19.00	19.00	13.00	13.00	14.00	16.00	10.00
Ugięcie w środku rozpiętości u_n przy sile F_n	[mm]	45.26	26.04	31.46	33.28	40.22	30.14	32.96	24.63	23.51
Współczynnik sztywności z analizy numerycznej $k_n = F_n/u_n^*$	[kN/mm]	1.02	0.61	0.60	0.57	0.32	0.43	0.42	0.65	0.42
Porównanie współczynnika sztywności z analizy numerycznej do belki świadkowej	[%]	100	59.8	58.8	55.9	31.4	42.2	41.2	63.7	41.2

* Współczynnik sztywności sprawdzony za pomocą linii trendu (regresji), ze współczynnikiem determinacji R^2 wykresów co najmniej 0.99.

Wnioski

II Sztywność – analiza numeryczna

Analizując współczynniki sztywności uzyskane w analizie numerycznej (przy założeniu jedynie pracy w zakresie sprężystym), można stwierdzić, że wyniki są analogiczne do tych uzyskanych z badań laboratoryjnych, z nieznacznie wyższymi współczynnikami sztywności. Dla serii A uzyskano wartość **1.02 kN/mm**.

Dla belek z połączeniami na nakładki w płaszczyźnie pionowej (serie B, C, D) współczynnik sztywności w zakresie sprężystym wyniósł **ok. 0.60 kN/mm** (0.57 – 0.61 kN/mm w zależności od serii), prawie **60%** w porównaniu do serii belek referencyjnych.

Współczynniki sztywności w zakresie sprężystym belek z połączeniami na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej (serie E, F, G, I) wyniosły od **0.32 kN/mm** (seria E) do **0.43 kN/mm** (serie F, G, I), co oznacza, że współczynniki sztywności są na poziomie **30 – 40%** w stosunku do serii belek referencyjnych. Belki serii H, czyli belki z połączeniem

na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej cechowały się zdecydowanie większą sztywnością ze współczynnikiem w zakresie sprężystym ok. **0.65 kN/mm**, co stanowi ponad **60%** sztywności serii belek referencyjnych.

Analiza numeryczna potwierdziła, że jeśli chodzi o sztywności w zakresie sprężystym, najlepsze wyniki w stosunku do belek ciągłych uzyskały belki z połączeniem na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej – ponad **60%**. Belki z nakładkami prostymi lub ze ścięciem uzyskały współczynnik sztywności w zakresie sprężystym na poziomie ok. **50%**, natomiast belki z połączeniem na „znak pioruna” ok. **40%** w stosunku do belek ciągłych.

III Opis deformacji pod wpływem obciążeń i lokalizacja koncentracji naprężeń – analiza numeryczna

Na podstawie obrazów uzyskanych z analizy numerycznej MES, można zidentyfikować miejsca szczególnej koncentracji naprężeń, prowadzące do zniszczenia połączeń i belek. Wyróżniono następujące główne miejsca koncentracji naprężeń (i dużych odkształceń) w badanych belkach:

- serie B, C, D – koncentracja naprężeń: głównie w okolicy otworów na łączniki trzpieniowe (śruby);
- serie E, G/I – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w miejscu zaciosu „znaku pioruna”;
- seria F – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w pobliżu wkładek drewnianych oraz zaciosu „znaku pioruna”;
- seria H – koncentracja naprężeń: głównie w okolicy otworów na łączniki trzpieniowe (śruby) oraz w miejscu docisku jednej części połączenia (górny narożnik) do drugiej.

IV Elementy dodatkowe – analiza numeryczna

Jeśli chodzi o elementy zabezpieczające oraz wzmacniające połączenia, jak stalowe trzpienie (śruby ściągające) czy obejmmy oraz klocki drewniane, to wyniki analizy potwierdzają, że przenoszą one część obciążenia.

W przypadku belek ze śrubami (serie B, C, D, E oraz H), śruby pełnią nie tylko rolę zabezpieczającą połączenie, ale przejmują także część obciążeń. Wyniki analizy pokazują, że w każdej z serii przy maksymalnej sile, poziomy naprężeń wynoszą kilkaset MPa, przekraczając tym samym granicę plastyczności stali. Potwierdzają to badania na modelach rzeczywistych, w których zaobserwowano uplastycznienie najbardziej wyciężonych śrub.

W przypadku belek z obejmami i wkładkami drewnianymi (serie F i G/I) naprężenia w obejmach nie przekraczają poziomu 300 MPa (nie zaobserwowano uplastycznienia także

w modelach rzeczywistych). Warto nadmienić, że w porównaniu modeli z samą obejmą stalową oraz z obejmą stalową i klockami drewnianymi, można zaobserwować niewielkie zmniejszenie naprężeń w obejmach stalowych w tym drugim przypadku – wkładki drewniane przejmują część naprężeń, osiagających w analizie poziom kilku MPa.

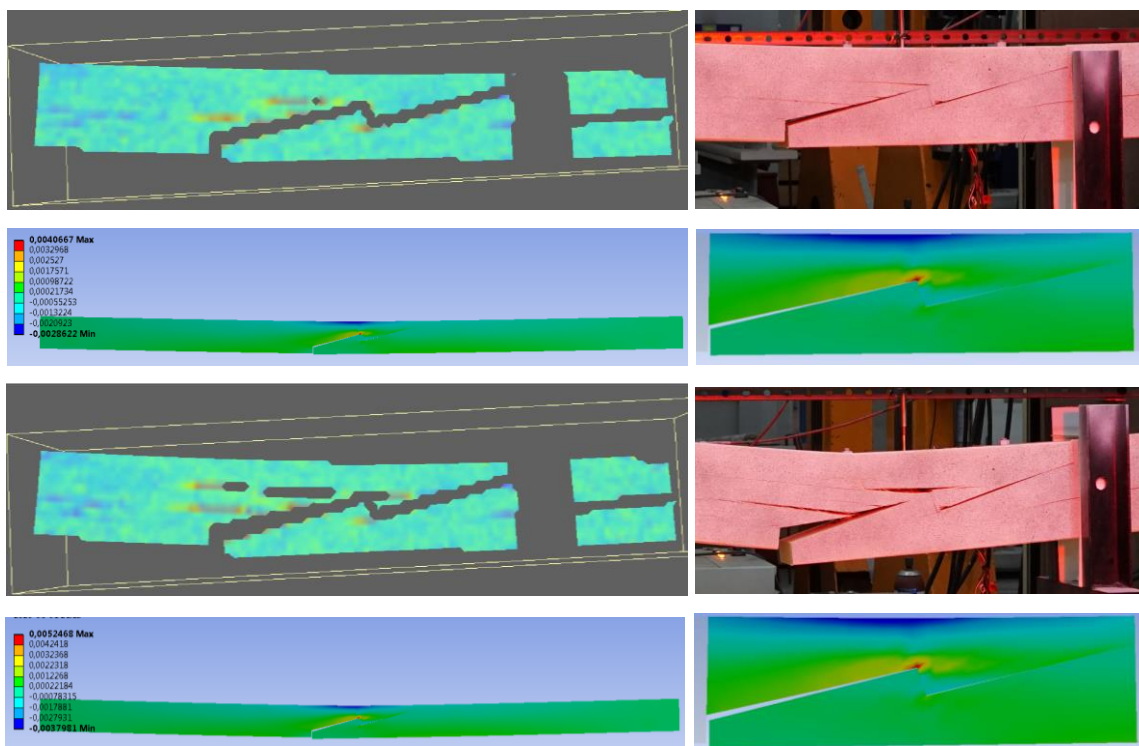
Potwierdzono zatem rolę łączników, stanowiących zabezpieczenie przez rozluźnieniem połączeń, a także przenoszących częściowo przyłożone obciążenie.

5.5. Porównanie wyników analizy numerycznej MES z wynikami badań na modelach rzeczywistych

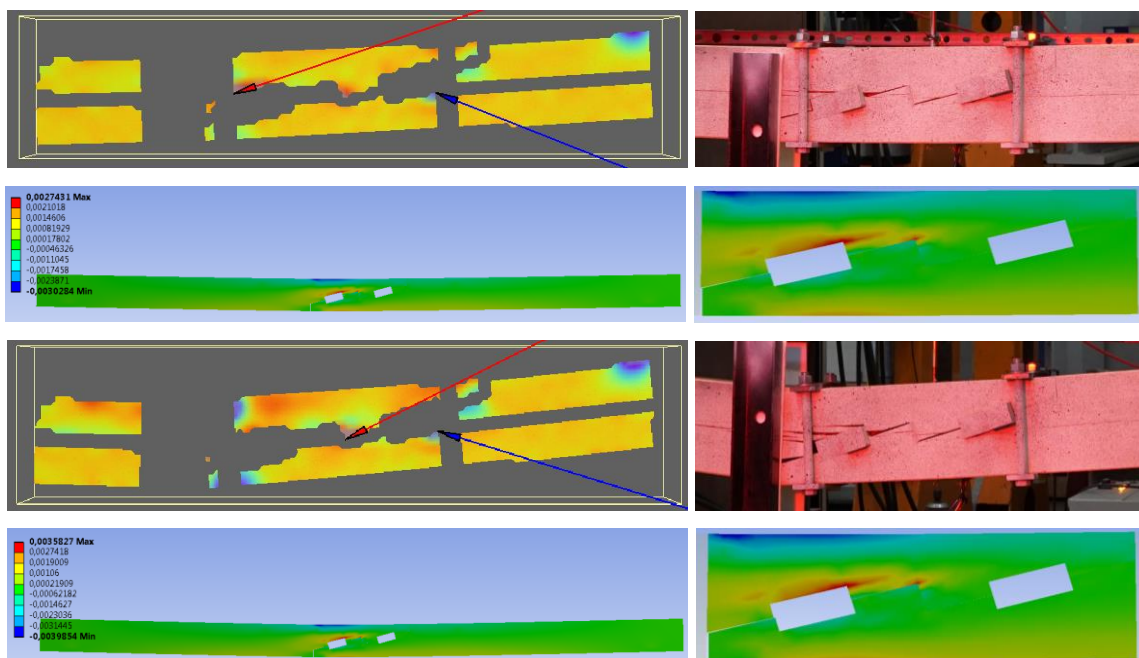
Porównanie sztywności uzyskanej w badaniach na modelach rzeczywistych oraz w analizie numerycznej przedstawiono w tabeli 5.19. Porównanie obrazów deformacji wybranych połączeń (serie E, F, G i H) oraz lokalizacji koncentracji naprężeń z badań na modelach rzeczywistych metodą cyfrowej korelacji oraz w analizie numerycznej przy poziomach obciążenia równych 10 kN oraz maksymalnej sile dla danej belki/ serii belek przedstawiono na rysunkach 5.136 – 5.139.

Tabela 5.19. Wartości współczynników sztywności dla analizowanych elementów

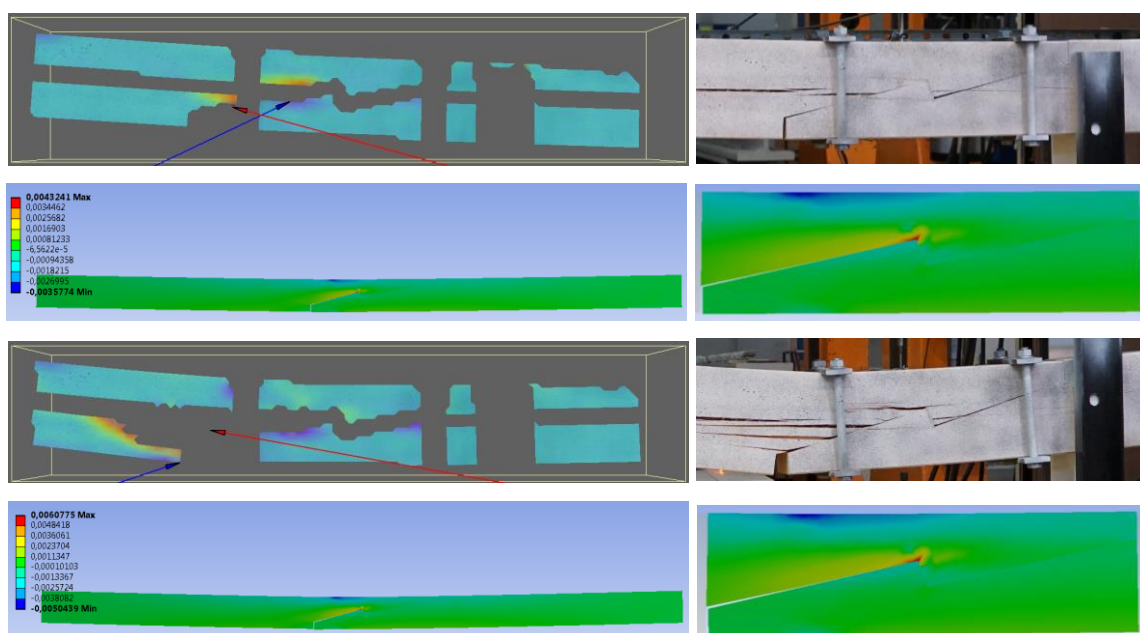
		Seria belek								
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
Średni współczynnik sztywności w „zakresie sprężystym” z badań $\overline{k_{spr}}$	[kN/mm]	0.95	0.50	0.52	0.48	0.34	0.42	0.42	0.60	0.23
Współczynnik sztywności z analizy numerycznej $k_n = F_n/u_n$	[kN/mm]	1.02	0.61	0.60	0.57	0.32	0.43	0.42	0.65	0.42
Różnica między wynikami badań i analizy numerycznej	[%]	6.9	14.8	13.3	15.8	5.9	2.3	0.0	7.7	42.9
Porównanie współczynnika sztywności w „zakresie sprężystym” z badań do belki świadkowej	[%]	100	52.6	54.7	50.5	35.8	44.2	44.2	63.2	24.2
Porównanie współczynnika sztywności z analizy numerycznej do belki świadkowej	[%]	100	59.8	58.8	49.0	31.4	42.2	41.2	63.7	41.2
Różnica między wynikami badań i analizy numerycznej	[%]	-	12.0	6.9	3.0	12.3	4.5	6.8	0.8	41.3



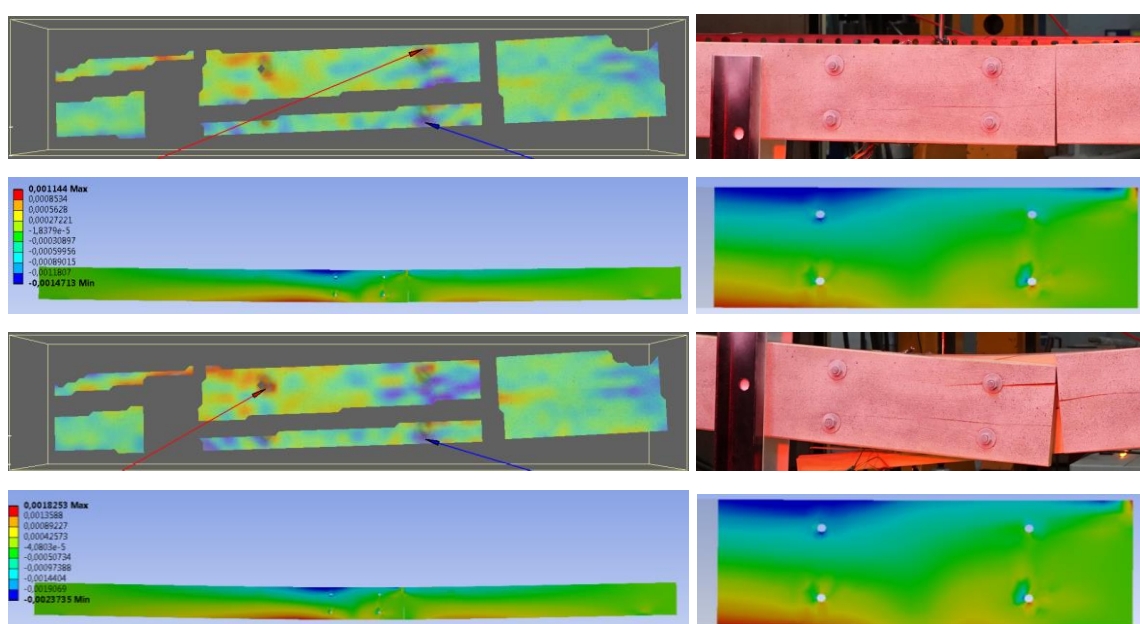
Rys. 5.136. Obrazy deformacji – mapy odkształceń z badań CKO oraz z analizy numerycznej w porównaniu z obrazem modelu rzeczywistego – belka E01/ seria E przy sile 10 kN oraz przy sile maksymalnej (ok. 13 kN)



Rys. 5.137. Obrazy deformacji – mapy odkształceń z badań CKO oraz z analizy numerycznej w porównaniu z obrazem modelu rzeczywistego – belka F02/ seria F przy sile 10 kN oraz przy sile maksymalnej (ok. 13 kN)



Rys. 5.138. Obrazy deformacji – mapy odkształceń z badań CKO oraz z analizy numerycznej w porównaniu z obrazem modelu rzeczywistego – belka G03/ seria G/ I przy sile 10 kN oraz przy sile maksymalnej (ok. 14 kN)



Rys. 5.139. Obrazy deformacji – mapy odkształceń z badań CKO oraz z analizy numerycznej w porównaniu z obrazem modelu rzeczywistego – belka H02/ seria H przy sile 10 kN oraz przy sile maksymalnej (ok. 16 kN)

Wnioski

II Sztywność – badania + analiza numeryczna

W analizie numerycznej uzyskano wyniki bardzo zbliżone do wyników badań laboratoryjnych, jeśli brać pod uwagę porównanie współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek ciągłych, a same wartości współczynników sztywności w analizie numerycznej są nieznacznie wyższe niż wartości uzyskane na podstawie wyników badań na modelach rzeczywistych. Różnice między wynikami badań na modelach rzeczywistych a analizy numerycznej wynoszą od kilku do kilkunastu procent, (poza serią I, gdzie różnica jest znaczna – ponad 40%, natomiast, jak już wspomniano wcześniej, seria I to seria dodatkowa, być może z innej partii drewna), a w przypadku serii H wyniki są wręcz jednakowe (niespełna 1% różnicy).

Dla belek z nakładkami (serie B, C, D) stosunek współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek ciągłych wyniósł ok. **50 – 55%** w przypadku badań na modelach rzeczywistych, a **50 – 60%** w przypadku analizy numerycznej. Z kolei dla belek ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie poziomej (serie E, F i G) stosunek współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek ciągłych ok. **35 – 45%** w przypadku badań laboratoryjnych, a ok. **30 – 40%** w przypadku analizy numerycznej. Natomiast dla belek ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie pionowej (seria H), zarówno w przypadku badań laboratoryjnych na modelach rzeczywistych, jak i analizy numerycznej, uzyskany stosunek współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek ciągłych wyniósł ponad **60%**.

III Opis deformacji pod wpływem obciążeń i lokalizacja koncentracji naprężeń – badania CKO + analiza numeryczna

Porównano obrazy uzyskane z badań metodą cyfrowej korelacji obrazu (CKO) przeprowadzonych dla wybranych połączeń z wynikami uzyskanymi z analizy numerycznej MES. Na ich podstawie można zidentyfikować miejsca szczególnej koncentracji naprężeń, prowadzące do zniszczenia połączeń i belek.

Tak, jak wspomniano wcześniej, skutek działania sił połączenia w belkach stopniowo ulegały rozluźnieniu. Zaobserwowano także powstanie i propagację pęknięć w miejscach charakterystycznych. Potwierdzono główne miejsca koncentracji naprężeń (i dużych odkształceń) w badanych belkach:

- belka E01/ seria E – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc), szczególnie w miejscu zaciosu „znaku pioruna”;

- belka F02/ seria F – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w pobliżu wkładek drewnianych oraz zaciosu „znaku pioruna” (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc);
- belka G03/ seria G/ I – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w miejscu zaciosu „znaku pioruna” (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc);
- belka H02/ seria H – koncentracja naprężeń: głównie w okolicy otworów na łączniki trzpieniowe (śruby) oraz w miejscu docisku jednej części połączenia (górny narożnik) do drugiej wskutek deformacji (propagacja pęknięć i rozwarstwień od tych miejsc).

Wyniki badań dobrze korespondują z wynikami analizy numerycznej. Zaobserwowane miejsca koncentracji naprężeń się pokrywają. Dotyczy to typowych schematów zniszczenia. W niektórych przypadkach o zniszczeniu decyduje lokalne osłabienie materiału, jak np. występujące wstępnie spękania czy sęki (naturalne wady materiału). W tych przypadkach mogą pojawić się znaczne różnice w wynikach.

W analizie numerycznej nie uwzględniono nieciągłości materiałowej drewna. Założenie, że drewno jest materiałem jednorodnym stanowi pewne uproszczenie, niezbędne jednak z praktycznego punktu widzenia do przeprowadzenia ogólnej analizy. Analiza drewna (w skali technicznej, drewna budowlanego) jako materiału anizotropowego jest praktycznie niemożliwa – orientacja osi y i z jest prawie zawsze nie do wyróżnienia. Przyjęcie drewna jako materiału izotropowego może być zbyt dużym uproszczeniem, natomiast modelowanie drewna jako materiału ortotropowego można uznać za wystarczające przybliżenie dla prostej analizy numerycznej. Należy nadmienić, że w przypadku belek zginanych obecność wad materiałowych drewna w strefie rozciąganej jest szczególnie istotna.

5.6. Interpretacja wyników badań doświadczalnych i model analityczny wybranego połączenia na „znak pioruna”

Wyniki liczbowe określające nośności belek uzyskane z badań doświadczalnych można skorelować z obrazami zniszczeń występujących w obrębie połączeń.

Zakłada się, że belki świadkowe (belki ciągłe, bez połączeń) oraz belki z połączeniami wykonane są z drewna, którego wytrzymałość doraźna na zginanie wynosi $f_{m,R}$. Wytrzymałość doraźna na zginanie $f_{m,R}$ jest zdefiniowana wzorem:

$$f_{m,R} = \frac{M_R}{W}, \quad (5.1)$$

gdzie:

M_R – moment zginający niszczący belkę ciągłą,

W – wskaźnik wytrzymałości na zginanie przekroju belki, określony wzorem:

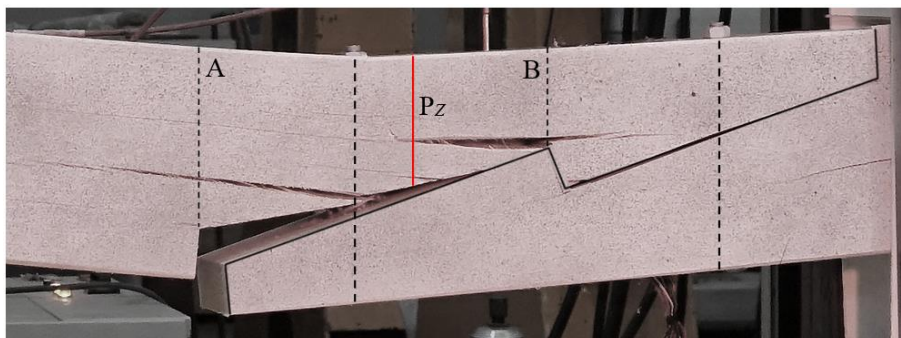
$$W = \frac{bh^2}{6}, \quad (5.2)$$

gdzie:

b, h – wymiary przekroju poprzecznego belki, odpowiednio szerokość i wysokość.

Wytrzymałość doraźna $f_{m,R}$ jest wielkością fikcyjną, gdyż wskaźnik wytrzymałości W określony wzorem (5.2) jest słuszny dla zginania z zachowaniem płaskich przekrojów, tj. w zakresie liniowym, a moment zginający M niszczący belkę występuje w nieliniowej fazie pracy materiału. Podobny fikcyjny charakter ma wytrzymałość charakterystyczna na zginanie $f_{m,k}$ stosowana w normie do obliczeń konstrukcji drewnianych [117]. W chwili zniszczenia zginanej belki drewnianej wartości ekstremalnych naprężeń ściskających i rozciągających w włóknach skrajnych belki są różne. Między tymi wartościami znajduje się wartość wytrzymałości na zginanie. W wartości wytrzymałości na zginanie $f_{m,R}$ ukryte są nieliniowe właściwości drewna w chwili poprzedzającej zniszczenie belki. Wprowadzenie fikcyjnej wytrzymałości na zginanie zostało usankcjonowane względami praktycznymi, umożliwiającymi stosowanie tradycyjnych wzorów z technicznej teorii zginania znanych z nauki wytrzymałości materiałów.

Jak można zaobserwować na podstawie badań laboratoryjnych, połączenie na „znak pioruna” w belce zginanej pracuje w sposób niesymetryczny. Na rysunku 5.140 w prawej części połączenia obie części belki są zginane i wzajemnie dociskane do siebie. W lewej części połączenia górny element jest zginany momentem zginającym występującym w belce, a dolny element jest zginany w mniejszym zakresie przez siłę skupioną występującą w śrubie. W zależności od wielkości siły w śrubie element dolny mniej lub bardziej odsuwa się od elementu górnego. Zniszczenie następuje w lewej części złącza przez złamanie elementu górnego na odcinku AB. Położenie teoretycznego przekroju zniszczenia P_Z znajduje się między punktami A i B i zależy między innymi od usytuowania śruby i wzajemnego docisku elementów górnego i dolnego na odcinku AB (rys. 5.140).

Rys. 5.140. Położenie przekroju zniszczenia P_Z

Dla przekroju zniszczenia P_Z można napisać warunek, który ma postać:

$$f_{m,R} = \frac{M_{Z,R}}{W_Z}, \quad (5.3)$$

gdzie:

$M_{Z,R}$ – moment zginający niszczący belkę ze złączem,

W_Z – wskaźnik wytrzymałości na zginanie przekroju zniszczenia P_Z , określony wzorem:

$$W_Z = \frac{bh_Z^2}{6}, \quad (5.4)$$

gdzie:

h_Z – wysokość przekroju zniszczenia P_Z .

Na podstawie wyników badań można określić wielkość h_Z . Znając wielkość h_Z , można wyznaczyć położenie przekroju zniszczenia P_Z na odcinku AB.

Ze wzorów (5.1) i (5.3) wynika, że:

$$\frac{M_{Z,R}}{W_Z} = \frac{M_R}{W},$$

skąd:

$$W_Z = \frac{M_{Z,R}}{M_R} \cdot W.$$

Korzystając ze wzorów (5.2) i (5.4) można obliczyć wysokość przekroju zniszczenia h_Z :

$$h_Z = \sqrt{\frac{M_{Z,R}}{M_R}} \cdot h = \sqrt{\frac{F_{Z,R}}{F_R}} \cdot h, \quad (5.5)$$

gdzie:

F_R – siła niszcząca belkę ciągłą,

$F_{Z,R}$ – siła niszcząca belkę ze złączem.

W kolejnych krokach do indeksu ZR w wielkościach h_Z i F_Z dodaje się indeksy E , F , G , I , które oznaczają poszczególne serie belek (belki z połączeniami na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej). Odpowiednie przekroje zniszczenia będą oznaczane przez P_{ZE} , P_{ZF} , P_{ZG} , P_{ZI} .

Na podstawie badań określono średnie wartości (tab. 5.6):

$F_R = 46.07$ kN (średnia siła niszcząca dla belki ciągłej),

$F_{Z,R,E} = 12.67$ kN (średnia siła niszcząca dla belki ze złączem serii E),

$F_{Z,R,F} = 13.04$ kN (średnia siła niszcząca dla belki ze złączem serii F),

$F_{Z,R,G} = 14.26$ kN (średnia siła niszcząca dla belki ze złączem serii G),

$F_{Z,R,I} = 10.49$ kN (średnia siła niszcząca dla belki ze złączem serii I).

Ze wzoru (5.5) obliczono:

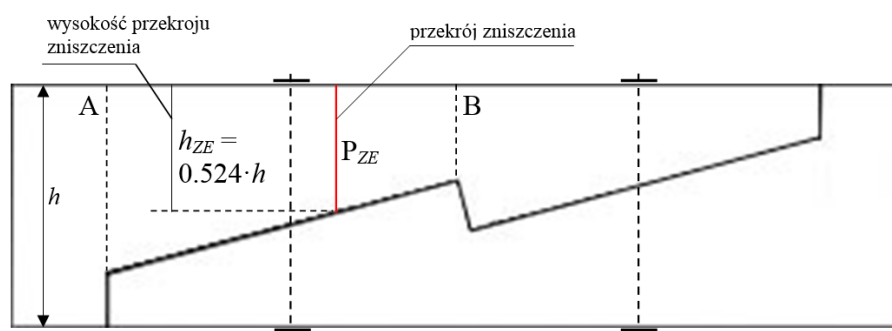
$$h_{Z,E} = \sqrt{\frac{F_{Z,R,E}}{F_R}} \cdot h = \sqrt{\frac{12.67}{46.07}} \cdot h = 0.524 \cdot h,$$

$$h_{Z,F} = \sqrt{\frac{F_{Z,R,F}}{F_R}} \cdot h = \sqrt{\frac{13.04}{46.07}} \cdot h = 0.532 \cdot h,$$

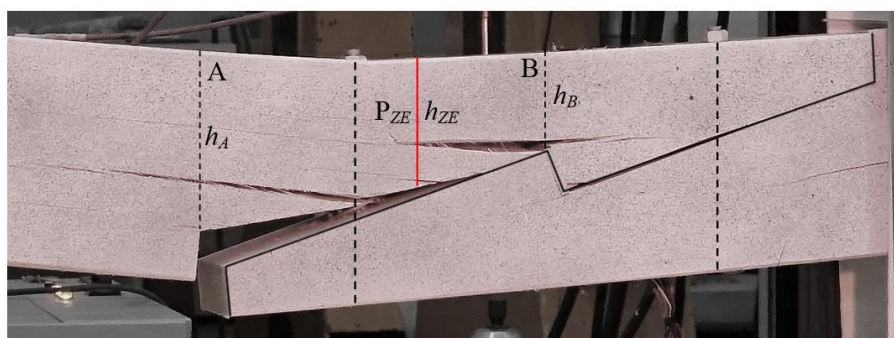
$$h_{Z,G} = \sqrt{\frac{F_{Z,R,G}}{F_R}} \cdot h = \sqrt{\frac{14.26}{46.07}} \cdot h = 0.556 \cdot h,$$

$$h_{Z,I} = \sqrt{\frac{F_{Z,R,I}}{F_R}} \cdot h = \sqrt{\frac{10.49}{46.07}} \cdot h = 0.477 \cdot h.$$

Położenie przekroju zniszczenia P_Z o wysokości h_Z można obliczyć, układając odpowiednie proporcje lub wykonując proste konstrukcje geometryczne. Dla przykładu usytuowanie przekroju zniszczenia P_{ZE} dla belek z serii E pokazane jest na rysunkach 5.141, 5.142. Położenie przekrojów zniszczenia dla pozostałych serii belek wyznacza się analogicznie.



Rys. 5.141. Wyznaczenie przekroju zniszczenia P_{ZE} dla belek z serii E



Rys. 5.142. Usytuowanie przekroju zniszczenia P_{ZE} dla belek z serii E

Na podstawie powyższych rysunków (rys. 5.140 i 5.142) jest widoczne, że usytuowanie przekroju zniszczenia wyznaczonego na podstawie badań jest dobrze skorelowane z obrazem zniszczenia belki.

Dla każdego położenia przekroju zniszczenia można wprowadzić współczynnik nośności złącza χ_Z określający, jaką część nośności belki ciągłej stanowi nośność złącza, określony wzorem:

$$\chi_Z = \frac{h_Z^2}{h^2}, \quad (5.6)$$

gdzie:

h_Z – wysokość przekroju zniszczenia belki ze złączem,

h – wysokość przekroju belki ciągłej.

Współczynniki nośności złącza dla poszczególnych serii belek są równe:

$$\chi_{Z,E} = \frac{h_{Z,E}^2}{h^2} = 0.524^2 = 0.275,$$

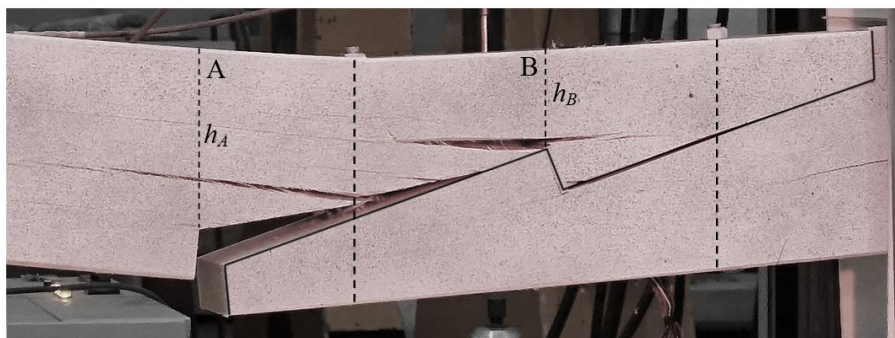
$$\chi_{Z,F} = \frac{h_{Z,F}^2}{h^2} = 0.532^2 = 0.283,$$

$$\chi_{Z,G} = \frac{h_{Z,G}^2}{h^2} = 0.556^2 = 0.309,$$

$$\chi_{Z,H} = \frac{h_{Z,H}^2}{h^2} = 0.477^2 = 0.228,$$

Liczby te są zgodne z odpowiednimi liczbami zamieszczonymi w ostatnim wierszu tabeli 5.6 (porównanie średniej siły niszczącej serii do belki świadkowej).

Wartość nośności złącza może zmieniać się w zależności od położenia przekroju zniszczenia P_z . Największa nośność belki ze złączem występuje wtedy, gdy przekrój zniszczenia znajduje się w punkcie A, a najmniejsza, gdy przekrój zniszczenia znajduje się w punkcie B (rys. 5.143).



Rys. 5.143. Skrajne położenia przekrojów zniszczenia

Dla danych liczbowych opisujących geometrię belki: $h=180$ mm, $h_A=140$ mm, $h_B=70$ mm odpowiednie współczynniki nośności złącza są równe:

$$\chi_A = \frac{h_A^2}{h^2} = \frac{140^2}{180^2} = 0.605,$$

$$\chi_B = \frac{h_B^2}{h^2} = \frac{70^2}{180^2} = 0.151.$$

Oznacza to, że maksymalna teoretyczna nośność belki ze złączem nie może przekroczyć $\chi_A=0.605$ nośności belki ciągłej. Minimalnej teoretycznej nośności ze współczynnikiem $\chi_B=0.151$ nie należy brać pod uwagę, gdyż może ona wystąpić tylko w belce ze złączem niekompletnym bez śruby z lewej strony połączenia.

Głównymi czynnikami, od których zależy nośność belki ze złączem są miejsce usytuowania śruby i wielkość wzajemnego docisku elementów z lewej strony złącza na odcinku AB.

Jeśli na styku elementów na odcinku AB występuje szeroka szczelina (widoczna na rysunku 5.143), to w górnym elemencie na skutek jego zginania powstają rozwarstwienia spowodowane naprężeniami rozciągającymi prostopadłymi do włókien drewna. Wytrzymałość drewna na rozciąganie w poprzek włókien jest, jak wiadomo, znikoma. Odpowiednie dociśnięcie elementów, takie by w trakcie obciążania belki nie powstała między nimi szczelina, może wyeliminować lub w znacznym stopniu ograniczyć rozwarstwienia powstające w elemencie górnym na skutek rozciągania w poprzek włókien. Mimo odpowiedniego wzajemnego dociśnięcia elementów rozwarstwienia w górnym elemencie mogą się pojawić jako wynik ścinania wzdłuż włókien. Jednak wpływ rozwarstwień na skutek ścinania wzdłuż włókien na obniżenie nośności złącza powinien być mniejszy niż w przypadku rozwarstwień na skutek rozciągania w poprzek włókien.

Innym istotnym negatywnym skutkiem niedostatecznego wzajemnego docisku i pojawienia się szczeliny między elementami jest zmniejszenie siły osiowej w śrubie, przez co dolny element pozostaje prosty i nie włącza się w odpowiednim stopniu w przenoszenie momentu zginającego w belce. W tej sytuacji element górny jest nadmiernie obciążony.

Niedostateczny docisk między elementami może być spowodowany zbyt słabym dokręceniem nakrętek oraz zastosowaniem zbyt małych podkładek, które w trakcie próby zginania wciskają się w drewno, powodując pojawienie się szczeliny między elementami. W rozważanym przypadku należy stosować podkładki z płaskownika stalowego o odpowiednio dużej powierzchni, takiej, by nie nastąpiło wciskanie podkładki w drewno – np. podkładki zalecane do śrub przy montażu pierścieni zębatach. Należy również zwracać uwagę na to, że po dokręceniu śrub wraz z upływem czasu następuje pęcznienie w drewnie i śruby ulegają rozluźnieniu. Aby tego uniknąć, należy zawsze sprawdzać i dokręcać nakrętki bezpośrednio przed badaniem. Docisk elementów powinien być taki, by w trakcie zginania belki nie wystąpiła szczelina między elementami. Należy również zwrócić uwagę na to, że pojawienie się szczeliny między elementami może niweczyć działanie pierścieni zębatach, o ile takie zostały zastosowane między elementami.

Wpływ wzajemnego docisku elementów w lewej części złącza na jego nośność jest ograniczony i powyżej pewnej wielkości docisku nośność złącza nie będzie wzrastać.

To oznacza, że przekrój zniszczenia P_Z może się przesunąć w lewo do pewnego położenia granicznego, przy którym dane złącze osiągnie nośność maksymalną. Maksymalną nośność belki ze złączem w stosunku do nośności belki ciągłej określa graniczny współczynnik nośności χ_{gr} . Wielkość χ_{gr} dla danego typu złącza należy określić doświadczalnie. Na tej podstawie nośność doraźną na zginanie belki ze złączem $M_{Z,R}$ można określić wzorem:

$$M_{Z,R} = \chi_{gr} \cdot M_R = \chi_{gr} \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot f_{m,R}, \quad (5.7)$$

gdzie:

$f_{m,R}$ – wytrzymałość doraźna drewna na zginanie,

b, h – wymiary przekroju poprzecznego belki.

Nośność obliczeniową na zginanie belki ze złączem $M_{Z,R,d}$ można określić wzorem:

$$M_{Z,R,d} = \chi_{gr} \cdot M_{R,d} = \chi_{gr} \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot f_{m,d}, \quad (5.8)$$

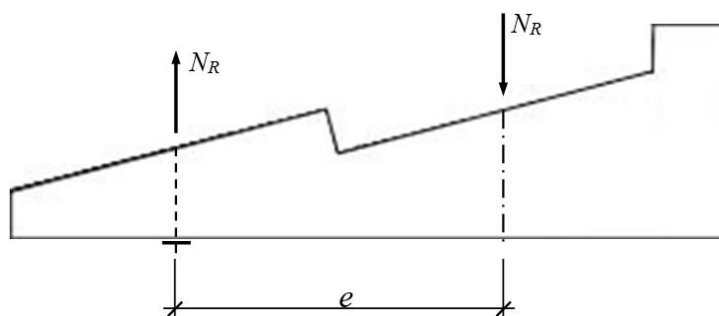
gdzie:

$M_{R,d}$ – nośność obliczeniowa na zginanie belki ciągłej,

$f_{m,d}$ – wytrzymałość obliczeniowa drewna na zginanie,

b, h – wymiary przekroju poprzecznego belki.

Nośność na zginanie belki ze złączem zależy również od nośności śrub. W przybliżeniu można przyjąć, że moment niszczący belkę ze złączem $M_{Z,R}$ jest przenoszony przez parę sił: siłę rozciągającą N_R w śrubie w lewej części złącza i siłę wypadkową N_R naprężeń ściskających między elementami w prawej części złącza. Siły N_R tworzą parę sił $M_{Z,R} = e \cdot N_R$ (rys. 5.144).



Rys. 5.144. Para sił w złączu równoważąca moment zginający w belce

Stąd, korzystając ze wzoru (5.7) otrzymuje się:

$$N_R = \frac{M_{Z,R}}{e} = \chi_{gr} \cdot M_R = \chi_{gr} \cdot \frac{bh^2}{6e} \cdot f_{m,R}, \quad (5.9)$$

gdzie:

$f_{m,R}$ – wytrzymałość doraźna drewna na zginanie,

b, h – wymiary przekroju poprzecznego belki,

e – ramię pary sił N_R ,

χ_{gr} – graniczny współczynnik nośności belki ze złączem.

Obliczeniowa siła $N_{R,d}$ w śrubie jest określona wzorem:

$$N_{R,d} = \frac{M_{Z,R,d}}{e} = \chi_{gr} \cdot M_R = \chi_{gr} \cdot \frac{bh^2}{6e} \cdot f_{m,d}, \quad (5.10)$$

gdzie:

$f_{m,d}$ – wytrzymałość obliczeniowa drewna na zginanie,

b, h – wymiary przekroju poprzecznego belki,

e – ramię pary sił N_R ,

χ_{gr} – graniczny współczynnik nośności belki ze złączem.

Wielkość siły $N_{R,d}$ w śrubie określona wzorem (5.10) jest niewystarczająca, gdyż po osiągnięciu tej wielkości docisk elementów zredukuje się do zera. Należy zatem przyjąć siłę większą:

$$N_{R,d} = \alpha \cdot \chi_{gr} \cdot \frac{bh^2}{6e} \cdot f_{m,d}, \quad (5.11)$$

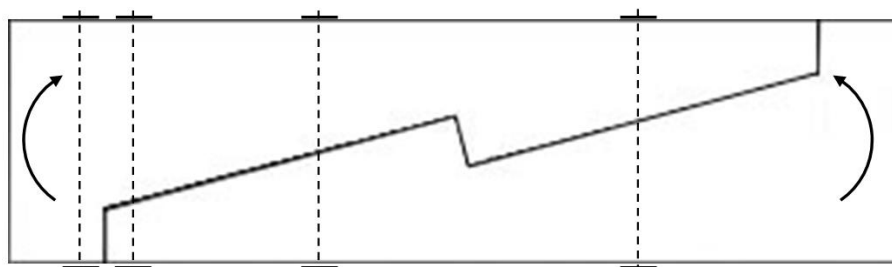
gdzie $\alpha > 1$, np. $\alpha = 2$.

W belce ze złączem poddanej niszczącej próbie zginania należy przyjąć siłę w śrubie równą:

$$N_R = \alpha \cdot \chi_{gr} \cdot \frac{bh^2}{6e} \cdot f_{m,R}, \quad (5.12)$$

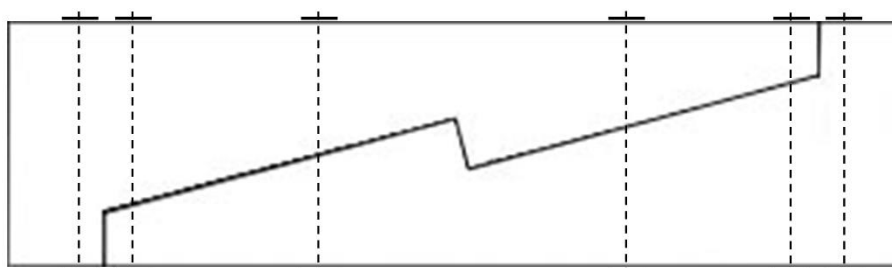
Wartość współczynnika α należy zweryfikować doświadczalnie.

Osiągnięcie wyższych nośności belki na zginanie nie jest możliwe w przypadku zastosowania tylko jednej śruby w lewej części złącza (ustawienie zgodnie z rysunkami 5.140 – 5.143). Nośność belki na zginanie jest tym większa, im przekrój zniszczenia jest bliżej przekroju w punkcie A odcinka AB (rys. 5.143). W tym celu w lewej części złącza należy zastosować dwie śruby oraz jedną śrubę tuż za złączem, zgodnie z rysunkiem 5.145.



Rys. 5.145. Usytuowanie śrub ściągających w celu zwiększenia nośności belki na zginanie

Jeśli moment zginający w złączu może zmieniać znak, to śruby ściągające w złączu należy rozmieścić symetrycznie zgodnie z rysunkiem 5.146.



Rys. 5.146. Symetryczne rozmieszczenie śrub ściągających w złączu obciążonym momentami o różnych znakach

W celu uzupełnienia i rozwinięcia wykonanych badań byłoby celowe:

- powtórzenie badania trzech belek ze złączem typu E (rys. 5.140) w celu dowiedzenia, że duży wzajemny docisk elementów prowadzi do wzrostu nośności belki na zginanie i na tej podstawie określenie współczynnika χ_{gr} dla złącza typu E,
- wykonanie oraz zbadanie trzech belek ze złączem typu E ze śrubami rozmieszczonymi zgodnie rysunkiem 5.145 lub rysunkiem 5.146 i empiryczne dowiedzenie, że jest możliwe uzyskanie maksymalnej teoretycznej nośności belki ze złączem na zginanie równej ok. 60% nośności belki ciągłej.

Teoretyczne wyliczenie nośności na zginanie belek

- belka ciągła A,
- belka ze złączem z dwiema śrubami E (rys. 5.147),
- belka ze złączem z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym E' (rys. 5.148).

Dane przyjęte do obliczeń (wg tab. 5.4):

$$f_m = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0} = 26.30 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90} = 3.71 \text{ MPa}$$

$$3.71 \text{ MPa} < f_{c,\alpha} < 26.30 \text{ MPa}$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

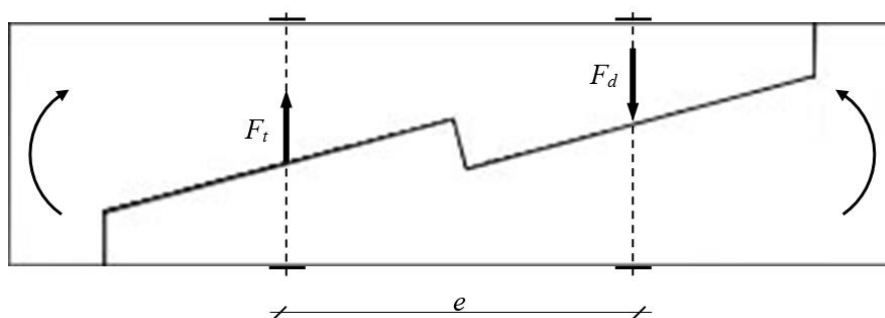
$l_z \approx 270 \text{ mm}$ (długość połowy „znaku pioruna”)

$$F_{t,R,d} = 30,35 \text{ kN} \text{ (nośność śruby na rozciąganie – śruba M12 kl. 5.8)}$$

Belka ciągła A

$$M_{R,A} = \frac{bh^2}{6} \cdot f_m = \frac{0,12 \text{ m} \cdot (0,18 \text{ m})^2}{6} \cdot 40000 \text{ kPa} = 25,92 \text{ kNm}$$

Nośność wyliczona teoretycznie dla belki ciągłej A wynosi 25,92 kNm, zaś nośność z badań 24,88 kNm.

Belka ze złączem z dwiema śrubami E

Rys. 5.147. Model obliczeniowy belki ze złączem z dwiema śrubami E

Nośność stanowi mniejsza z wyliczonych wartości: $M_{R,E,1}$, $M_{R,E,2}$ – moment przenoszony przez parę sił: siłę rozciągającą w śrubie w lewej części złącza oraz siłę wypadkową naprężeń ściskających między elementami w prawej części złącza.

$$M_{R,E,1} = F_t \cdot e = 30.35 \text{ kN} \cdot 0.27 \text{ m} = 8.19 \text{ kNm}$$

$$M_{R,E,2} = F_d \cdot e = b \cdot l_z \cdot f_{c,\alpha} \cdot e = 0.12 \text{ m} \cdot 0.27 \text{ m} \cdot 3710 \text{ kPa} \cdot 0.27 \text{ m} = 32,45 \text{ kNm}$$

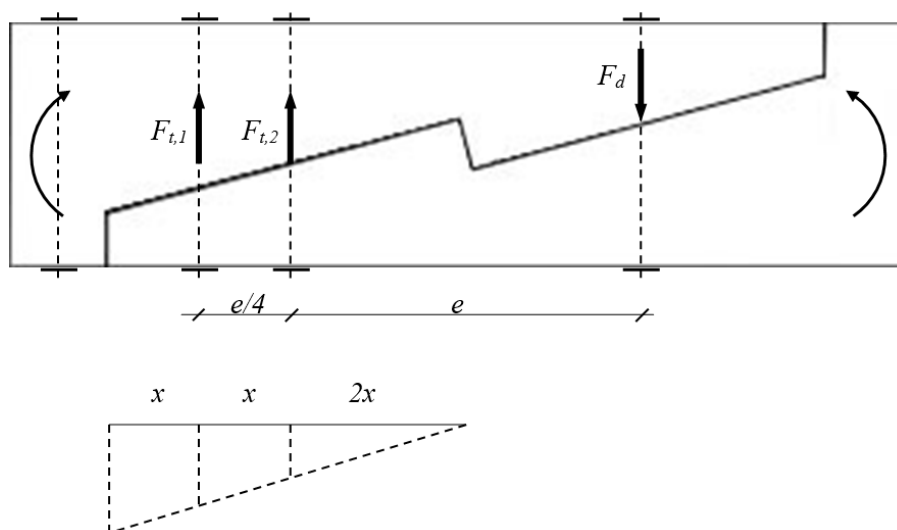
Nawet przy przyjęciu wytrzymałości na ściskanie pod kątem do włókien $f_{c,\alpha}$ jako minimalnie skrajnej wartości równej $f_{c,90}$ uzyskany wynik $M_{R,E,2} > M_{R,E,1}$, zatem nośność belki ze złączeniem z dwiema śrubami E należy przyjąć równą $M_{R,E} = 8.19 \text{ kNm}$.

Współczynnik teoretyczny nośności złącza z dwiema śrubami belki E χ_E wynosi:

$$\chi_E = \frac{M_{R,E}}{M_{R,A}} = \frac{8.19 \text{ kNm}}{25.92 \text{ kNm}} = 0.316$$

Nośność wyliczona teoretycznie dla belki E ze złączeniem z dwiema śrubami wynosi 8.19 kNm, zaś nośność z badań 6.84 kNm. Współczynnik nośności złącza wyliczony teoretycznie wynosi 0.316, zaś współczynnik nośności złącza z badań 0.275.

Belka ze złączeniem z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym E'



Rys. 5.148. Model obliczeniowy belki ze złączeniem z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym E'

Nośność stanowi mniejsza z wyliczonych wartości: $M_{R,E',1}$, $M_{R,E',2}$ – moment przenoszony przez parę sił: siły rozciągające w śrubach w lewej części złącza oraz siłę wypadkową naprężeń ściskających między elementami w prawej części złącza.

Proporcja rozkładu sił rozciągających w śrubach w lewej części złącza wynikająca z geometrii, układu śrub w złączeniu:

$$F_{t,2} = \frac{2}{3} F_{t,1}$$

$$M_{R,E',1} = F_{t,1} \cdot \frac{5}{4} e + F_{t,2} \cdot e = 30.35 \text{ kN} \cdot 0.3375 \text{ m} + 20.23 \text{ kN} \cdot 0.27 \text{ m} = 15.70 \text{ kNm}$$

$$M_{R,E',2} = F_d \cdot e = b \cdot l \cdot f_{c,\alpha} \cdot e = 0.12 \text{ m} \cdot 0.27 \text{ m} \cdot 3710 \text{ kPa} \cdot 0.27 \text{ m} = 32.45 \text{ kNm}$$

$M_{R,E',2} > M_{R,E',1}$, zatem nośność belki ze złączem z czterema śrubami E' należy przyjąć równą $M_{R,E'} = 15.70 \text{ kNm}$.

Współczynnik teoretyczny nośności złącza z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym belki E' $\chi_{E'}$ wynosi:

$$\chi_{E'} = \frac{M_{R,E'}}{M_{R,A}} = \frac{15.70 \text{ kNm}}{25.92 \text{ kNm}} = 0.606$$

Nośność wyliczona teoretycznie dla belki E' ze złączem z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym wynosi 15.70 kNm. Współczynnik nośności złącza wyliczony teoretycznie wynosi 0.606.

W tabeli 5.20 przedstawiono porównanie wyników z wyliczeń teoretycznych z wynikami badań eksperymentalnych dla belki ciągłej A i belki ze złączem z dwiema śrubami E.

W tabeli 5.21 przedstawiono porównanie wyników wyliczeń teoretycznych dla belki ze złączem z dwiema śrubami E i czterema śrubami w układzie niesymetrycznym E'.

Tabela 5.20. Porównanie nośności belki ciągłej i belki ze złączem z dwiema śrubami

	Belka	
	ciągła	ze złączem na „znak pioruna” z dwiema śrubami
	A	E
Nośność wyliczona teoretycznie M_R [kNm]	25.92	8.19
Nośność z badań M_R [kNm]	24.88	6.84
Współczynnik nośności złącza wyliczony teoretycznie χ [-]	1.0	0.316
Współczynnik nośności złącza z badań χ [-]	1.0	0.275

Tabela 5.21. Porównanie nośności belki ze złączem z dwiema śrubami i belki ze złączem z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym

	Belka	
	ze złączem na „znak pioruna”	
	z dwiema śrubami	z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym
	E	E'
Nośność wyliczona teoretycznie M_R [kNm]	8.19	15.70
Współczynnik nośności złącza wyliczony teoretycznie χ [-]	0.316	0.606

Wnioski

I Nośność – model analityczny i badania

Nośność belki ciągłej A wyliczona teoretycznie w oparciu o założenia przyjętego modelu wynosi ok. **25.9 kNm**, co stanowi wynik zbliżony do nośności uzyskanej w badaniach laboratoryjnych – ok. **25 kNm**.

Teoretyczna nośność belki ze złączem na „znak pioruna” i dwiema śrubami wyliczona z modelu analitycznego wynosi ok. **8.2 kNm**. Belki serii E w badaniach osiągnęły średnią nośność równą niespełna **7 kNm**. Można zatem uznać, że model prezentuje wystarczająco dobre przybliżenie.

Na podstawie modelu analitycznego i analizy zniszczenia złącza zaproponowany został sposób jego wzmocnienia w postaci dodatkowych śrub. Powstał w ten sposób model belki ze złączem na „znak pioruna” z czterema śrubami (w układzie niesymetrycznym) – belka E'.

Nośność belki ze złączem na „znak pioruna” z czterema śrubami w układzie niesymetrycznym wyliczona w oparciu o przyjęty model wynosi ok. **15.7 kNm** i jest prawie dwukrotnie wyższa niż nośność belki z dwiema śrubami.

Współczynnik nośności złącza belki E (z dwiema śrubami) wynosi **0.316**. Współczynnik nośności złącza belki E' (z czterema śrubami) wynosi **0.606**. Zatem, przy odpowiednim ukształtowaniu geometrii złącza oraz przy odpowiednim doborze i rozmieszczeniu łączników trzpieniowych (śrub) możliwe jest uzyskanie maksymalnej teoretycznej nośności na zginanie belki ze złączem równej ok. **60%** nośności belki ciągłej.

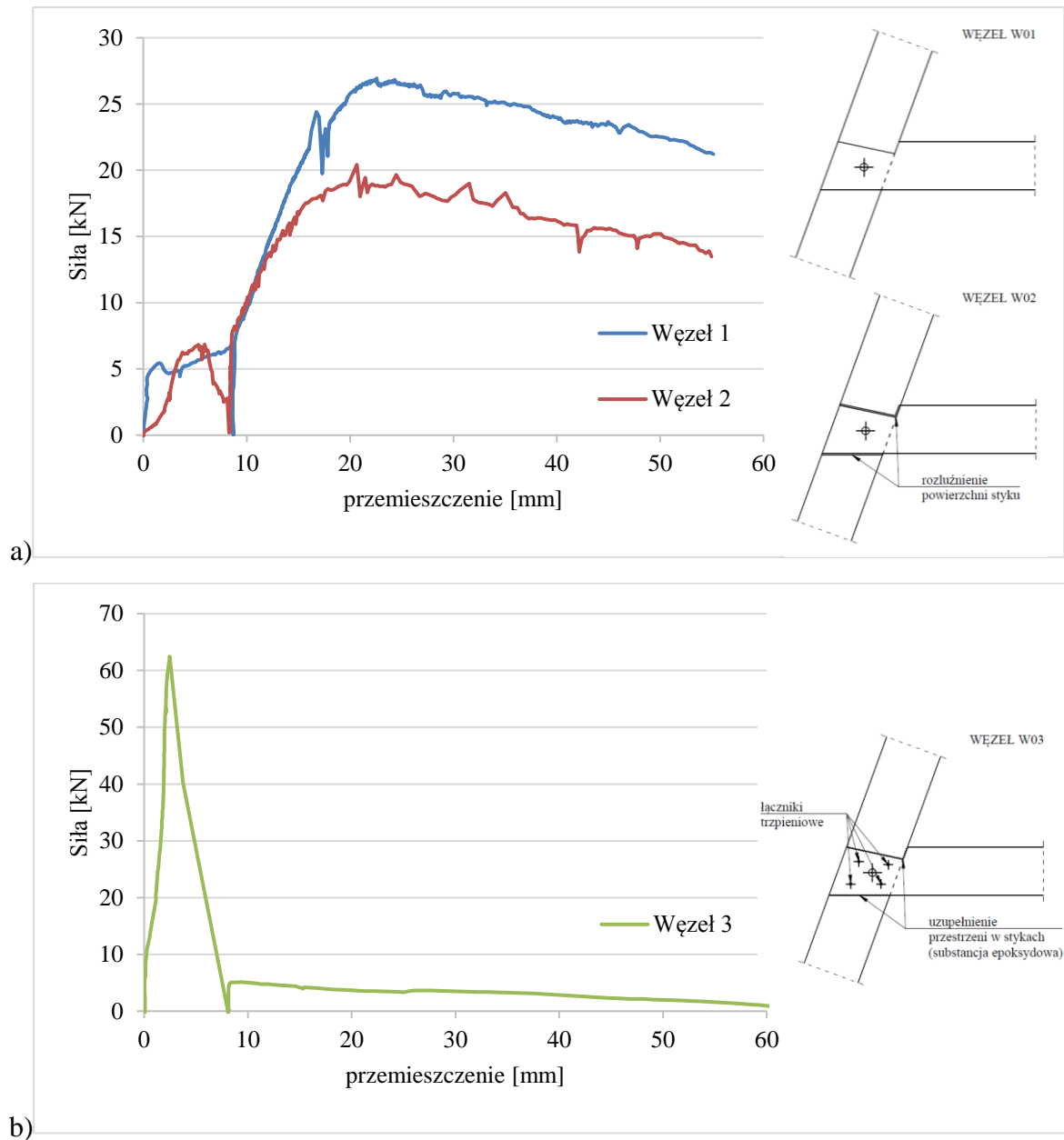
5.7. Zestawienie wyników – badania połączenia rozciąganego krokwi z jętką na jaskółczy ogon

Poniżej zaprezentowano wyniki badań połączenia rozciąganego krokwi z jętką na jaskółczy ogon uzyskane w laboratorium dla poszczególnych węzłów:

1. węzeł 1 (W01) – połączenie w pełni sprawne z właściwymi powierzchniami styku, kołkowane,
2. węzeł 2 (W02) – połączenie z rozluźnionymi powierzchniami styku,
3. węzeł 3 (W03) – połączenie z wprowadzonym wzmocnieniem w postaci łączników trzpieniowych i uzupełnioną przestrzenią w stykach między elementami.

Na rysunku 5.149 a i b przedstawiono wykresy „siła – przemieszczenie”, przy czym przemieszczenie stanowi wysunięcie się jętki w kierunku przyłożenia siły rozciągającej w stosunku do gniazda w krokwi. W tabeli 5.22 przedstawiono wartości siły niszczącej (nośności na rozciąganie) i towarzyszące przemieszczenia oraz przemieszczenia obciążenia dla poszczególnych połączeń. Na rysunkach 5.150 – 5.152 przedstawiono obrazy zniszczenia poszczególnych węzłów.

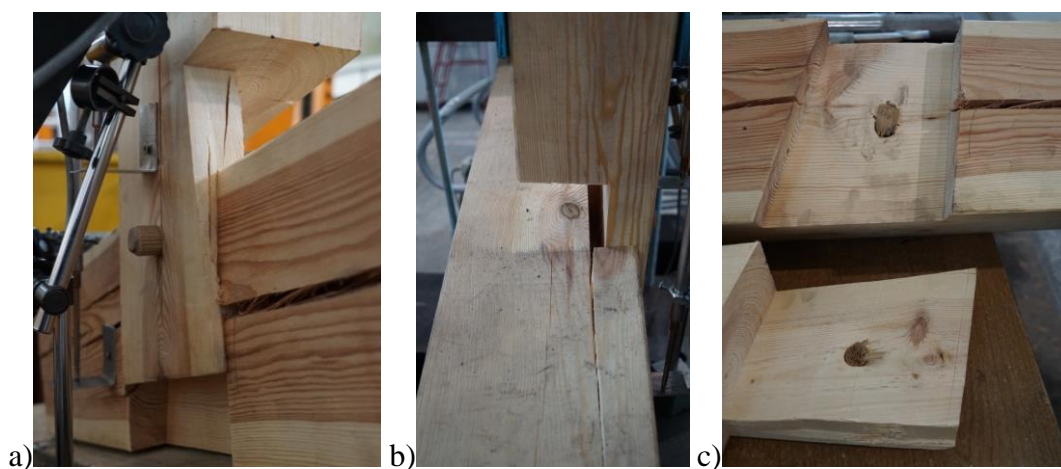
Jeśli chodzi o mechanizmy zniszczenia, w przypadku węzłów W01 i W02 zaobserwowano podobne zachowanie. Drewniany kołek został ścięty. Nastąpiło wysunięcie się czopa jętki (jaskółczego ogona) z płaszczyzny połączenia (do przodu) oraz zniszczenie drewna po stronie zacięcia (ukosu) czopa jętki (z prawej strony) na skutek nadmiernego docisku (widoczne na rysunkach 5.150, 5.151). Dodatkowo, w przypadku węzła W01 zaobserwowano pęknięcie drewna krokwi przy gnieździe połączenia (z lewej strony). Po osiągnięciu maksymalnej siły W01 – ok. 27 kN oraz W02 – ok. 20 kN (w obu przypadkach nastąpiło to przy przemieszczeniu jętki nieco ponad 20 mm) oba złącza utrzymały zdolność do przenoszenia mniejszej siły (widoczne na rysunku 5.149 a). W przypadku wzmocnionego węzła W03, zaobserwowano zdecydowanie inne zachowanie oraz model zniszczenia. Po osiągnięciu siły maksymalnej (ponad 60 kN) przy niewielkim przemieszczeniu jętki (ok. 2,5 mm), przenoszona siła gwałtownie spadła. Zniszczenie nastąpiło w osłabionej otworami części przekroju jętki, gdzie wprowadzone zostały łączniki trzpieniowe, wskutek zerwania włókien drewna przy rozciąganiu. (widoczne na rysunku 5.152). W tym wypadku kołek drewniany w ogóle nie uległ zniszczeniu – nie brał udziału w przenoszeniu obciążenia.



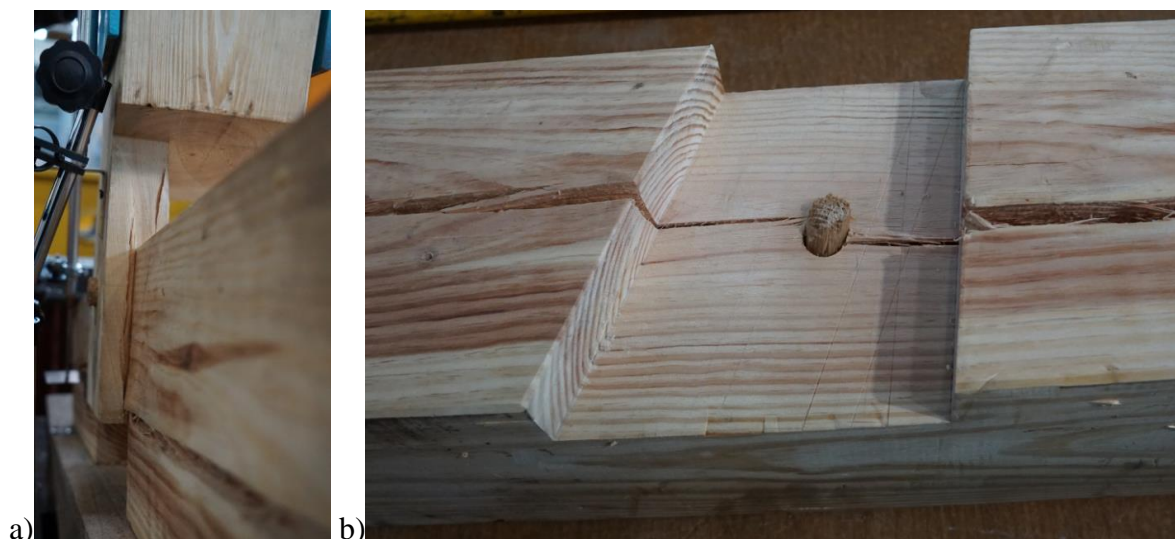
Rys. 5.149. Ścieżki równowagi statycznej: a) węzłów W01 i W02, b) węzła W03

Tabela 5.22. Zestawienie wartości sił i przemieszczeń dla badanych elementów

		Połączenie		
		W01	W02	W03
Maksymalna siła rozciągająca. $F_{t,max}$	[kN]	26.94	20.42	62.47
Przemieszczenie przy max. sile rozciągającej $w_{t,max}$	[mm]	22.56	20.66	2.45
Współczynnik sztywności $k_t = F_{t,max}/w_{t,max}$	[kN/mm]	1.19	0.99	25.50
Przemieszczenie przy obciążeniu 5 kN	[mm]	0.88	3.11	0.05
Przemieszczenie przy obciążeniu 7 kN	[mm]	8.54	5.32	0.11
Przemieszczenie przy odciążeniu wstępnym	[mm]	8.72	8.30	0.08
Przemieszczenie przy obciążeniu 5 kN	[mm]	0.88	8.46	0.06
Przemieszczenie przy obciążeniu 7 kN	[mm]	8.54	8.55	0.10
Przemieszczenie przy obciążeniu 10 kN	[mm]	8.72	10.06	0.23
Przemieszczenie przy obciążeniu 12 kN	[mm]	8.82	11.22	0.41
Przemieszczenie przy obciążeniu 15 kN	[mm]	8.95	13.33	0.76
Przemieszczenie przy obciążeniu 17 kN	[mm]	10.25	15.26	0.89
Przemieszczenie przy obciążeniu 20 kN	[mm]	11.02	20.66	1.13
Przemieszczenie przy obciążeniu 22 kN	[mm]	12.36		1.22
Przemieszczenie przy obciążeniu 25 kN	[mm]	13.34		1.36
Przemieszczenie przy obciążeniu 30 kN	[mm]			1.60
Przemieszczenie przy obciążeniu 40 kN	[mm]			1.89
Przemieszczenie przy obciążeniu 50 kN	[mm]			1.99
Przemieszczenie przy obciążeniu 60 kN	[mm]			2.32



Rys. 5.150. Obrazy zniszczenia połączenia W01: a) wgniecenie drewna w czopie połączenia w jętce, b) pęknięcie drewna przy gnieździe połączenia w krokwi, c) ścięcie kołka



Rys. 5.151. Obrazy zniszczenia połączenia W02: a) wgniecenie drewna w czopie połączenia w jętce, b) ścięcie kolka



Rys. 5.152. Obrazy zniszczenia połączenia W03: a) inicjacja zniszczenia drewna w przekroju rozciągającym (widoczne osłabienia przekroju: otwory przy wprowadzonych łącznikach trzpieniowych oraz przy kolku, widoczny sęk), b) całkowite zniszczenie przekroju drewnianego

Wnioski

Poziomy nośności na rozciąganie uzyskane przez niewzmocnione węzły – ok. **27 kN** i **20 kN** są znacznie niższe niż poziom nośności na rozciąganie węzła wzmocnionego – ok. **60 kN**. Zauważalna jest także duża różnica w poziomach oszacowanych współczynników

szywności – ok. **1 kN/mm** dla węzłów bez wzmocnienia w stosunku do ok. **25 kN/mm** dla węzła ze wzmocnieniem.

Na podstawie wyników dla dwóch węzłów W01 i W02 ciężko jest jednoznacznie wnioskować na temat wpływu niewielkiego rozluźnienia połączenia, co dotyczyło węzła W02, na wyniki nośności i sztywności. Próba jest zbyt mała. Jednak nie wydaje się, aby niewielkie rozluźnienie obniżało nośność czy sztywność złącza, które nawet po znacznym przesunięciu jętki w stosunku do gniazda w krokwi jest w stanie dalej przenosić obciążenie. Po zachowaniu połączenia – wysuwaniu jętki z płaszczyzny połączenia można przypuszczać, że, aby uzyskać wyższe poziomy nośności, można by było spróbować zabezpieczyć węzeł przed wysuwaniem jętki z gniazda. Wówczas powierzchnia docisku przy rozciąganiu byłaby większa i być może węzeł mógłby przenosić większe naprężenia.

W badanych węzłach rozciąganych W01 i W02 część naprężeń przenoszona była także przez trzpień – kołek drewniany. Przy pewnym poziomie siły (kilku kN) kołek uległ zniszczeniu. Można rozważyć zastąpienie trzpienia drewnianego trzpieniem stalowym o wyższych parametrach wytrzymałościowych. Wówczas mogłoby dojść do znacznej koncentracji naprężeń na krawędzi otworu, jak zostało to opisane m.in. w [57], [58], przez co mogłoby wystąpić inny model zniszczenia.

Analizując zachowanie połączenia na jaskółczy ogon z przyjętym wzmocnieniem W03, można rozważyć, czy może lepszym rozwiązaniem byłoby wprowadzenie dwóch łączników trzpieniowych poniżej kołka, żeby nie osłabiać przekroju drewnianego. Można rozważyć także, czy dla uzyskanego poziomu nośności połączenia, mniejsza liczba łączników byłaby wystarczająca.

6. PODSUMOWANIE, WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

6.1. Podsumowanie

Celem niniejszej rozprawy było dokonanie analizy pracy statycznej wybranych połączeń ciesielskich w elementach zginanych oraz rozciąganych. Głównym celem było wyznaczenie na drodze badawczej nośności i sztywności badanych połączeń (połączeń na nakładki proste i ze ścięciem z różną liczbą łączników trzpieniowych oraz połączeń na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej i pionowej z różnymi formami wzmocnienia w belkach zginanych). Ponadto celem było zbadanie połączenia rozciąganego na jaskółczy ogon między krokwią a jętką.

Na pozostałe cele składały się następujące zagadnienia:

- ustalenie na drodze badawczej głównych miejsc koncentracji naprężeń, potwierdzenie roli łączników trzpieniowych w przenoszeniu obciążeń, wyznaczenie deformacji pod wpływem obciążeń oraz określenie schematów zniszczenia połączeń,
- wyznaczenie na drodze badawczej parametru charakteryzującego efektywność danego rodzaju złącza poprzez porównanie współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek referencyjnych ciągłych,
- ustalenie na drodze badawczej zależności pomiędzy formą złącza (kształtem, geometrią, liczbą łączników, lokalizacją itd.) a jego nośnością i sztywnością,
- zwrócenie uwagi na istotność prawidłowego kształtowania i wzmocnienia połączeń ciesielskich w konstrukcjach drewnianych, szczególnie historycznych czy zabytkowych.

Realizacja tych celów poprzez przeprowadzone badania i analizy może być pomocna w zebraniu informacji na temat pracy statycznej złączy ciesielskich, które mogą stanowić punkt wyjścia do podjęcia próby optymalizacji kształtowania złączy w elementach drewnianych (np. przy założeniu odtwarzania historycznych złączy z użyciem starego i nowego materiału).

Powyższe cele oraz zaproponowane w pracy tezy zdaniem autora zostały zrealizowane, co zrekapitulowano poniżej.

W rozdziale 3 dokonano rozpoznania literaturowego, które pozwoliło na identyfikację braków w literaturze przedstawiającej opisy zachowania statycznego połączeń ciesielskich. Wykazano widoczną potrzebę prowadzenia dalszych badań pozwalających na uzyskanie dokładnego obrazu zachowania statycznego połączeń w elementach zginanych, szczególnie połączeń na „znak pioruna”. Zauważono także niedostateczną ilość i jakość badań opisujących

pracę połączenia na jaskółczy ogon, jednego z najczęściej występujących połączeń ciesielskich, stosowanego np. między krokwią a jętką w konstrukcjach historycznych więźb dachowych.

W rozdziale 4 przedstawiono badania i analizy własne. Zaprezentowano zastosowane metody badawcze z opisem wykorzystywanych urządzeń pomiarowych. Przedstawiono modele do badań i analiz.

W rozdziale 5.1 przedstawiono wyniki przeprowadzonych badań materiałowych, potrzebnych do prowadzenia dalszych analiz.

Poznano na drodze badawczej pracę statyczną analizowanych połączeń w belkach zginanych, przeprowadzając badania zginania czteropunktowego na modelach w skali technicznej, wykorzystując tradycyjne metody pomiarowe (czujniki elektrooporowe i indukcyjne), poszerzone o nowoczesne metody badawcze (metoda cyfrowej korelacji obrazu – CKO) dla wybranych belek, co przedstawiono w rozdziałach 5.2 – 5.3. Zaprezentowano oszacowane poziomy nośności i sztywności badanych połączeń w odniesieniu do elementów ciągłych. Opisano modele zniszczenia i przedstawiono główne miejsca koncentracji naprężeń w badanych połączeniach. Porównano wpływ dodatkowych elementów zabezpieczających zastosowanych dla poszczególnych serii belek.

Przeprowadzono także analizy numeryczne z wykorzystaniem metody elementów skończonych w zakresie sprężystym pracy dla połączeń zginanych, weryfikujące rezultaty uzyskane w laboratorium, co przedstawiono w rozdziale 5.4. Zaprezentowano oszacowane poziomy sztywności belek z połączeniami w odniesieniu do elementów ciągłych. Przedstawiono także miejsca głównych koncentracji naprężeń. Należy tu wspomnieć, że przeprowadzone analizy komputerowe z wykorzystaniem MES elementów drewnianych pozwalają dokładniej poznać rozkłady naprężeń dla rozpatrywanych przekrojów. Trzeba jednak mieć na uwadze, że modelowanie numeryczne elementów z drewna obarczone jest znacznymi uproszczeniami wynikającymi z naturalnej budowy materiału oraz przypadkowym, trudno przewidywalnym, rozkładem wad drewna, szczególnie sęków i skręceń włókien, występujących w naturze.

Wyniki badań na modelach rzeczywistych oraz metodą CKO porównano z wynikami uzyskanymi w modelowaniu numerycznym w rozdziale 5.5.


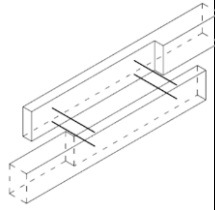

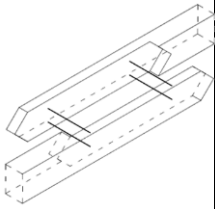
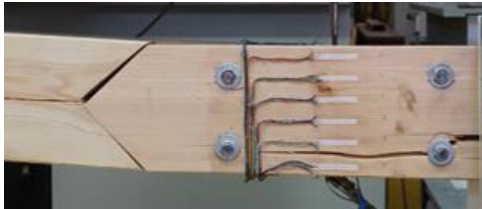
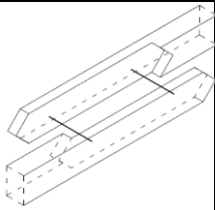

W rozdziale 5.6 przedstawiono interpretację wyników badań doświadczalnych oraz model wybranego połączenia na „znak pioruna”. Wyliczono teoretyczną nośność złącza na podstawie przyjętego modelu oraz określono parametr efektywności złącza.

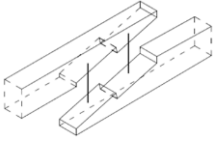
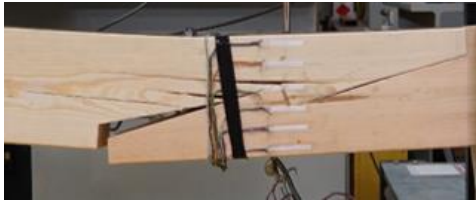
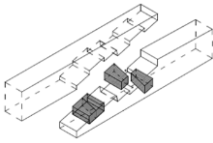
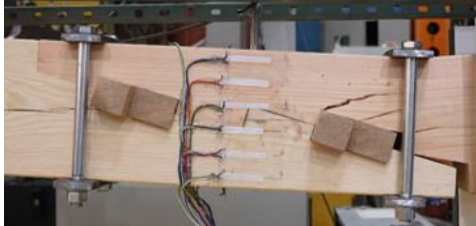
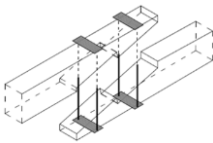
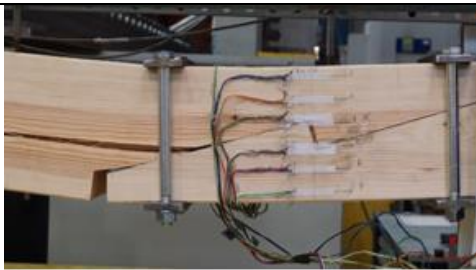
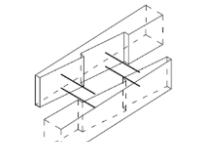

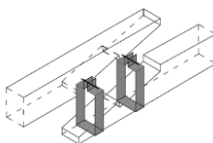
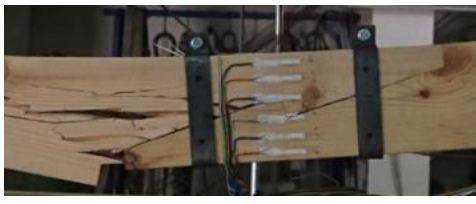
Zaprezentowano także proponowaną formę wzmocnienia połączenia tak, aby móc uzyskać większą nośność.

Ponadto, poznano na drodze badawczej pracę statyczną połączenia rozciąganego na jaskółczy ogon między krokwią a jętką, co przedstawiono w rozdziale 5.7. Zaprezentowano uzyskaną nośność węzła bez wzmocnienia i z zaproponowanym wzmocnieniem oraz porównano otrzymane poziomy sztywności.

W celu podsumowania najważniejsze wyniki badań zginanych belek z połączeniami uzyskane w badaniach laboratoryjnych oraz w analizie numerycznej zebrano ponownie w tabeli 6.1.

Tabela 6.1. Podsumowanie wyników badanych belek z połączeniami

Seria belek	Schemat połączenia	Nośność na zginanie [kNm]	Współczynnik sztywności w zakresie sprężystym [kN/mm]		Obraz zniszczenia
			bad.	num.	
A		24.88 (100 %)	0.95	1.02	
B		8.58 (34.5 % nośności belki ciągłej)	0.50	0.61	
C		10.46 (42.1 % nośności belki ciągłej)	0.52	0.60	
D		10.11 (40.6 % nośności belki ciągłej)	0.48	0.57	

Seria belek	Schemat połączenia	Nośność na zginanie [kNm]	Współczynnik sztywności w zakresie sprężystym [kN/mm]		Obraz zniszczenia
			bad.	num.	
E		6.84 (27.5 % nośności belki ciągłej)	0.34	0.32	
F		7.04 (28.3 % nośności belki ciągłej)	0.42	0.43	
G		7.70 (31.0 % nośności belki ciągłej)	0.42	0.42	
H		8.84 (35.5 % nośności belki ciągłej)	0.60	0.65	
I*		3.59 (14.4 % nośności belki ciągłej)	0.23	0.42	

* Wyniki serii I, z uwagi na to, że była to seria dodatkowa, zamówiona w późniejszym czasie, znacząco różnią się od pozostałych serii, nie zostały wzięte pod uwagę we wnioskach.

6.2. Wnioski

Wyniki uzyskane na drodze przeprowadzonych badań i analiz, pozwalające na ocenę pracy statycznej badanych połączeń, przedstawiono w rozdziale 5 (zbiorcze wyniki w rozdziałach 5.2.10, 5.4.9 oraz 5.5, 5.7). Najważniejsze wyniki głównej części pracy – nośności i sztywności zginanych belek z połączeniami podsumowano także w rozdziale 6.1 w tabeli 6.1.

Na podstawie dokonanego rozpoznania literatury tematu, przeprowadzonych rozważań, wykonanych badań i analiz własnych oraz krytycznie przeanalizowanych wyników badań, sformułowano wnioski szczegółowe, wskazujące na osiągnięcie celów postawionych w rozprawie. Przedstawiono je poniżej.

Reasumując:

- 1) Uzyskane poziomy nośności zbadanych belek wynoszą odpowiednio:
 - ok. 40% nośności belek ciągłych w przypadku połączeń na nakładki proste i ze ścięciem w płaszczyźnie pionowej (serie B, C, D),
 - ok. 30% nośności belek ciągłych w przypadku belek na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej z różnymi formami zabezpieczenia połączenia (serie E, F, G),
 - ok. 35% nośności belek ciągłych w przypadku belek na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej (seria H).
- 2) Wśród belek łączonych na nakładki proste i nakładki ze ścięciem najwyższe nośności zanotowano w przypadku nakładek ze ścięciem i 4 śrubami (seria C – 42% nośności belek referencyjnych), a najniższą dla belek na nakładkę prostą z 4 śrubami (seria B – 34% nośności belek referencyjnych).
- 3) Dla belek z połączeniem na „znak pioruna” i różnymi formami wzmocnienia, najwyższy poziom nośności uzyskały belki z obejmami stalowymi (serie F i G – 31% nośności belek referencyjnych), najniższe ze śrubami ściągającymi (seria E – 27,5% nośności belek referencyjnych). Nie są to jednak znaczące różnice.
- 4) W przyjętym modelu analitycznym dla belki ze złączem na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej i dwiema śrubami wyliczony poziom nośności wyniósł ok. 31% nośności belki ciągłej (współczynnik nośności złącza – 0.316). Zaproponowano formę wzmocnienia tego połączenia przez wprowadzenie dodatkowych śrub, dla której poziom nośności wyliczonej teoretycznie wyniósł ok. 60% nośności belki ciągłej (współczynnik nośności złącza – 0.606). Potwierdzono zatem w wyliczeniach teoretycznych, że przy odpowiednim ukształtowaniu geometrii złącza oraz przy odpowiednim doborze i

- rozmieszczeniu łączników trzpieniowych (śrub) możliwe jest uzyskanie maksymalnej teoretycznej nośności na zginanie belki ze złączem równej ok. 60% nośności belki ciągłej.
- 5) Uzyskane poziomy sztywności zdefiniowane przez oszacowane współczynniki sztywności w zakresie sprężystym w badaniach modeli rzeczywistych oraz w analizie numerycznej rozważanych belek wynoszą odpowiednio:
- ponad 50% sztywności belek ciągłych w przypadku połączeń na nakładki w płaszczyźnie pionowej (serie B, C, D),
 - ok. 40% sztywności belek ciągłych w przypadku belek na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej z różnymi formami zabezpieczenia połączenia (serie E, F, G),
 - ponad 60% sztywności belek ciągłych w przypadku belek na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej.
- 6) Wśród belek łączonych na nakładki zaobserwowano niewielki wzrost sztywności w przypadku nakładki ze ścięciem (seria C) w stosunku do nakładki prostej (seria B), w obu przypadkach z 4 śrubami, oraz niewielki spadek sztywności w przypadku nakładki ze ścięciem z 2 śrubami (seria D) w stosunku do nakładki ze ścięciem z 4 śrubami (seria C). Wydaje się jednak, że różnice te są zbyt małe, a także liczba prób niewystarczająco duża, aby wysnuwać stanowcze wnioski co do znaczącego wpływu istnienia dodatkowego ścięcia w połączeniu na nakładkę prostą w płaszczyźnie pionowej oraz co do liczby śrub ściągających w połączeniu na pracę statyczną czy współczynnik sztywności.
- 7) Dla belek z połączeniem na „znak pioruna” i różnymi formami wzmocnienia (serie E, F, G) wyższy poziom współczynnika sztywności uzyskały belki z obejmami stalowymi oraz wkładkami drewnianymi (serie F i G – 40 – 45% sztywności belek ciągłych), zaś niższy belki ze śrubami ściągającymi (seria E – 30 – 35% sztywności belek ciągłych).
- 8) Dla serii belek z nakładkami (serie B, C, D) stosunek współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek ciągłych wyniósł ok. 50 – 55% w przypadku badań na modelach rzeczywistych, a 50 – 60% w przypadku analizy numerycznej. Dla serii belek ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie poziomej (serie E, F i G) stosunek współczynnika sztywności belek z połączeniami do belek ciągłych ok. 35 – 45% w przypadku badań laboratoryjnych, a ok. 30 – 40% w przypadku analizy numerycznej. Natomiast dla serii belek ze „znakiem pioruna” w płaszczyźnie pionowej (seria H), zarówno w przypadku badań laboratoryjnych na modelach rzeczywistych, jak i analizy numerycznej uzyskany

- stosunek współczynnika sztywności belek z połączeniami do współczynnika belek ciągłych wyniósł ponad 60%.
- 9) Należy podkreślić, że w badaniach laboratoryjnych poszczególne serie belek zawierały jedynie po trzy modele badawcze. Wysokie współczynniki zmienności uzyskane dla niektórych serii belek (20% w przypadku belek serii A, ponad 40% dla serii F i ponad 30% dla serii G) spowodowane są nie pracą statyczną badanych połączeń, a wiążą się raczej z niejednorodnością materiału, jakim jest drewno, z występowaniem naturalnych wad, takich jak spękania, sęki itp. Ponadto, dla belek serii I – serii dodatkowej, zamówionej w późniejszym czasie, z prawdopodobnie innej partii drewna – zanotowano wyniki znacznie odbiegające od pozostałych serii i ze względu na to seria I nie jest uwzględniana w porównaniach i wnioskach.
 - 10) Połączenia na nakładkę prostą oraz nakładkę ze ścięciem z 4 śrubami (serie B i C) ulegały zniszczeniu wskutek pęknięcia belki w strefie rozciąganej, na wysokości dolnych łączników. Dodatkowo można było zaobserwować pęknięcia spowodowane deformacją złącza i dociskiem jednej części do drugiej. Podobnie było z połączeniami na nakładkę ze ścięciem z 2 śrubami (seria D), z tym, że powstające rozwarstwienia można było zaobserwować zarówno na wysokości łączników (w połowie wysokości przekroju), jak i poniżej, w strefie rozciąganej.
 - 11) Połączenia na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej w belkach zginanych (serie E, F i G) także pracowały w sposób niesymetryczny. Jest to dobrze widoczne zarówno w obrazach przemieszczeń czy odkształceń, jak i obrazach belek po zniszczeniu. Zastosowane elementy wzmacniające dla poszczególnych serii (seria E – śruby, seria F – wkładki drewniane + obejmą, seria G oraz seria dodatkowa I – obejmę stalowe) w mniejszym lub większym stopniu zabezpieczają przed rozluźnieniem połączenia, jednak zwykle na etapie zniszczenia, i tak można zaobserwować znaczne rozluźnienie złącza i przesunięcie dolnej części belki. Do powstawania i propagacji pęknięć i rys dochodziło także wskutek docisku jednej górnej części połączenia do dolnej, na krawędzi połączenia, w miejscu koncentracji naprężeń.
 - 12) Połączenie na „znak pioruna” w płaszczyźnie pionowej uległo zniszczeniu, podobnie, jak belki z nakładkami w płaszczyźnie pionowej, wskutek znacznego rozwarstwienia dolnej rozciąganej części belki, ale także wskutek nadmiernego docisku jednej części belki do drugiej (pęknięcia na poziomie górnych łączników).

- 13) Dodatkowo, we wszystkich belkach można było zaobserwować powstanie rys i pęknięć w punktach nieciągłości (osłabienia) przekrojów, tj. w okolicach otworów na łączniki mechaniczne lub w pobliżu naturalnych wad drewna, m.in. sęków czy spękań wstępnych. W niektórych przypadkach to właśnie takie miejsca stanowiły punkty najsłabsze, gdzie dochodziło do zniszczenia drewna, wskutek czego miał miejsce spadek nośności i zniszczenie belki.
- 14) Wyróżniono następujące główne miejsca koncentracji naprężeń w badanych belkach:
- serie B, C, D – koncentracja naprężeń: głównie w okolicy otworów na łączniki trzpieniowe (śruby),
 - serie E, G/I – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w miejscu zaciosu „znaku pioruna”,
 - seria F – koncentracja naprężeń: głównie na krawędzi złącza, szczególnie w pobliżu wkładek drewnianych oraz zaciosu „znaku pioruna”,
 - seria H – koncentracja naprężeń: głównie w okolicy otworów na łączniki trzpieniowe (śruby) oraz w miejscu docisku jednej części połączenia (górny narożnik) do drugiej.
- 15) Potwierdzono, że elementy zabezpieczające czy wzmacniające połączenia, jak stalowe trzpienie (śruby ściągające) czy obejmki oraz klocki drewniane przenoszą część obciążenia.
- 16) W przypadku połączenia na jaskółczy ogon między krokwią a jętką potwierdzono jego zdolność do przenoszenia sił rozciągających. Dla niewzmocnionych węzłów odnotowane poziomy nośności na rozciąganie wyniosły ok. 27 kN i 20 kN, zaś dla węzła wzmocnionego ok. 60 kN. Zauważalna była także duża różnica w poziomach oszacowanych współczynników sztywności ok. 25 razy większa w przypadku węzła z zaproponowanym wzmocnieniem.
- 17) Na podstawie wyników dla dwóch węzłów nie wydaje się, aby niewielkie rozluźnienie obniżało nośność czy sztywność złącza, które nawet po znacznym przesunięciu jętki w stosunku do gniazda w krokwi jest w stanie dalej przenosić obciążenie. Po zachowaniu połączenia – wysuwaniu jętki z płaszczyzny połączenia można przypuszczać, że, aby uzyskać wyższe poziomy nośności, można by było spróbować zabezpieczyć węzeł przed wysuwaniem jętki. Wówczas powierzchnia docisku przy rozciąganiu byłaby większa i być może węzeł mógłby przenosić większe obciążenia.
- 18) W badanych węzłach rozciąganych część naprężeń przenoszona była także przez trzpień. Przy pewnym poziomie siły (kilku kN) trzpień uległ zniszczeniu. Być może zasadnym

byłoby rozważyć zastąpienie trzpienia drewnianego trzpieniem stalowym o wyższych parametrach wytrzymałościowych w celu zwiększenia nośności czy sztywności takiego połączenia.

- 19) Analizując zachowanie połączenia na jaskółczy ogon z wprowadzonym wzmocnieniem w postaci 4 łączników trzpieniowych i uzupełnioną przestrzenią w stykach między elementami za pomocą substancji epoksydowej, można rozważyć, czy lepszym pomysłem na wzmocnienie byłoby wprowadzenie np. 2 łączników trzpieniowych poniżej kołka, żeby nie osłabiać przekroju drewnianego. Można zastanowić się, czy dla uzyskanego poziomu nośności połączenia, mniejsza liczba łączników byłaby wystarczająca.

6.3. Proponowane kierunki dalszych badań

Proponowanymi kierunkami kontynuacji tematu rozprawy, zdaniem autora, mogłyby być m.in.:

- badania połączenia na „znak pioruna” z innymi formami wzmocnienia,
- powtórzenie badania belek ze złączem na „znak pioruna” z 2 śrubami ściągającymi oraz zbadanie belek ze złączem na „znak pioruna” z większą liczbą śrub ściągających, np. zmieszczonych niesymetrycznie (tak, jak zaproponowano to w modelu analitycznym) i doświadczalne pokazanie wniosków z modelu analitycznego, że jest możliwe uzyskanie maksymalnej teoretycznej nośności na zginanie belki ze złączem równej ok. 60% nośności belki ciągłej,
- dalsze badania nad połączeniem na jaskółczy ogon i analiza innych form wzmocnienia.

LITERATURA

- [1] Aira J. R., Íñiguez-González G., Guaita M., Arriaga F. (2016). Load carrying capacity of halved and tabled tenoned timber scarf joint. *Materials and Structures*, 49(12), 5343-5355.
- [2] Aira J. R., Arriaga F., Íñiguez-González G., Guaita M. (2015). Failure modes in halved and tabled tenoned timber scarf joint by tension test. *Construction and Building Materials* 96, 360-367.
- [3] Aira J. R., Arriaga F., Íñiguez-González G., Crespo J. (2014). Static and kinetic friction coefficients of Scots pine (*Pinus sylvestris* L.), parallel and perpendicular to grain direction. *Materiales de Construcción*, 64(315).
- [4] Aira J. R., Arriaga F., Íñiguez-González G., Guaita M., Esteban M. (2012) Analysis of the stress state of a halved and tabled traditional timber scarf joint with the finite element method. W: *Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering 2012 – WCTE 2012*, Auckland, New Zeland, 15-19 July 2012.
- [5] Alberti L. B. (1965). *L'Architettura di Leon Batista Alberti, Tradotta in lingua Fiorentina da Cosimo Bartoli. Con la aggiunta de disegni. Et altri diuersi Trattati del medesimo Autore. Appresso Lionardo Torrentino.*
- [6] Arciszewska-Kędzior A., Kunecký J., Hasníková H. (2016). Mechanical response of a lap scarf joint with inclined faces and wooden dowels under combined loading. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 46, 80-88.
- [7] Arciszewska-Kędzior A., Kunecký J., Hasníková H., Sebera V. (2015). Lapped scarf joint with inclined faces and wooden dowels: Experimental and numerical analysis. *Engineering Structures*, 94, 1-8.
- [8] Arciszewska- Kędzior A., Kunecký J., Hasníková H. (2015). Mechanical response of a lap scarf joint with inclined faces and wooden dowels under combined loading. W: *Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS'15*, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.
- [9] Bajon-Romańska M. (2008). *Jak budowano drewniane kościoły w średniowiecznej Małopolsce. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław.*
- [10] Baszeń M., Miedziałowski Cz. Assessment of joints stiffness in timber structure based on experimental researches. W: *Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS'15*, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.

- [11] Bodig J., Jayne B. A. (1982). *Mechanics of wood and wood composites*, vol. 712, Van Nostrand Reinhold, New York.
- [12] Branco J. M., Sousa H. S., Tsakanika E. (2017). Non-destructive assessment, full-scale load-carrying tests and local interventions on two historic timber collar roof trusses. *Engineering Structures*, 140, 209-224.
- [13] Branco J. M., Descamps T. (2015). Analysis and strengthening of carpentry joints. *Construction and Building Materials*, 97, 34-47.
- [14] Branco J. M., Piazza M. Cruz P. J. (2011). Experimental evaluation of different strengthening techniques of traditional timber connections. *Engineering Structures*, 33, 2259-2270.
- [15] Branco J. M., Piazza M., Cruz P. J. (2010). Structural analysis of two King-post timber trusses: Non-destructive evaluation and load-carrying tests. *Construction and Building Materials*, 24(3), 371-383.
- [16] Branco J. M. (2009). Portuguese traditional timber structures: Survey, analysis and strengthening. W: *Proceedings of the International Conference on Protection of Historical Buildings, PROHITECH 09*, Rome, Italy, 21-24 June 2009, 261-266.
- [17] Branco J. M., Cruz P. J., Piazza M., Varum H. (2008). Field tests of a timber queen-post truss and numerical analysis. W: *Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, Bath, United Kingdom, 2-4 July 2008, 507-514.
- [18] Branco J. M., Cruz P. J., Varum H. (2006). Strengthening techniques of Portuguese traditional timber connections. W: *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi, India 6-8 November 2006.
- [19] Calderoni C., De Matteis G., Giubileo C., Mazzolani F. M. (2010). Experimental correlations between destructive and non-destructive tests on ancient timber elements. *Engineering Structures*, 32(2), 442-448.
- [20] Candelpergher L., Piazza M. (2001). Mechanics of traditional connections with metal devices in timber roof structures. *WIT Transactions on The Built Environment*, 55.
- [21] Cao M. (2015). *Comparative Study of Traditional Jointing Techniques of Vernacular Timber Framings in New England, America and Jiangnan, China and Some Applications Conservation Practice*. PhD Thesis, Columbia University, New York, USA.

- [22] Ceraldi C., Costa A., Lippiello M. (2019). Stop-Splayed Scarf-Joint Reinforcement with Timber Pegs Behaviour. W: Aguilar R., Torrealva D., Moreira S., Pando M., Ramos L.F. (Eds). *Structural Analysis of Historical Constructions*. Springer, Cham., 360-369.
- [23] Chang W. S., Komatsu K. (2010). Experiment on traditional Timber Connections subjected to bi-axial bending. W: *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering 2010 – WCTE 2010*, Trentino, Italy, 20-42 June 2010.
- [24] Chang W. S., Hsu M. F. (2007). Rotational performance of traditional Nuki joints with gap II: the behavior of butted Nuki joint and its comparison with continuous Nuki joint. *Journal of Wood Science*, 53(5), 401-407.
- [25] Chang W. S., Hsu M. F., Komatsu K. (2006). Rotational performance of traditional Nuki joints with gap I: theory and verification. *Journal of Wood Science*, 52(1), 58-62.
- [26] Chang W. S., Hsu M. F., Chen C. J. (2004). Estimating rotational stiffness of timber joints by using fractional experiments combined with computer simulation. W: *Proceeding of the 8th World Conference on Timber Engineering 2004 – WCTE 2004*, Lahti, Finland, 14-17 June, 2004.
- [27] Cruz H., Yeomans D., Tsakanika E., Macchioni N., Jorissen A., Touza M., Mannucci M., Lourenço, P. B. (2015). Guidelines for on-site assessment of historic timber structures. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(3), 277-289.
- [28] Dackermann U., Crews K., Kasal B., Li J., Riggio M., Rinn F., Tannert T. (2014). In situ assessment of structural timber using stress-wave measurements. *Materials and structures*, 47(5), 787-803.
- [29] Diamantidis D. (Ed.), *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. A publication of the Joint Committee on Structural Safety – JCSS. RILEM Publications S.A.R.L The publishing Company of RILEM.
- [30] Dietsch P., Kreuzinger H. (2011). Guideline on the assessment of timber structures: Summary. *Engineering structures*, 33(11), 2983-2986.
- [31] Drdácý M., Urushadze S. (2019). Retrofitting of Imperfect Halved Dovetail Carpentry Joints for Increased Seismic Resistance. *Buildings*, 9(2), 48.
- [32] Dziarnowski Z., Michniewicz W. (1974). *Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych*. Arkady, Warszawa.

- [33] Engel L. (2006). Wpływ formy i konstrukcji na stan zachowania drewnianych obiektów zabytkowych. Rozprawa doktorska. Politechnika Wrocławska, Wydział Architektury, Wrocław.
- [34] Erler K. (2004). Alte Holzbauwerke. Beurteilen und Sanieren. Huss – Medien GmbH Verlag Bauwesen, Berlin.
- [35] Esteban M., Arriaga F., Íñiguez G., Bobadilla I. (2010). Structural assessment and reinforcement of ancient timber trusses. W: Proceedings of the International Conference on Structures & Architecture, Guimarães, Portugal, 21-23 July 2010.
- [36] Fajman P., Máca J. (2018). Stiffness of scarf joints with dowels. *Computers & Structures*, 207, 194-199.
- [37] Fajman P., Máca J. (2018). The effect of inclination of scarf joints with four pins. *International Journal of Architectural Heritage*, 12(4), 599-606.
- [38] Fajman P. (2015). A scarf joint for reconstructions of historical structures. *Advanced Materials Research*, 969, 9-15.
- [39] Fajman P., Máca J. (2015). Scarf joints with pins or keys and dovetails. W: Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS'15, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.
- [40] Fajman P., Máca J. (2014). The effect of key stiffness on forces in a scarf joint. In Proceedings of the 9th International Conference on Engineering Computational Technology, vol. 40. Civil-Comp Press, Stirlingshire, United Kingdom.
- [41] Feio A. O., Lourenço P. B., Machado J. S. (2014). Testing and modeling of traditional timber mortise and tenon joint. *Materials and Structures*, 47, 213-225.
- [42] Feio A. O., Machado J. S., Lourenço P. B. (2004). Compressive behavior and NDT correlations for chestnut wood (*Castanea sativa* Mill.). W: Proceedings of the 4th International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, Padova, Italy, 10-13 November 2004, 369-375.
- [43] Foliente G. C. (2000). History of timber construction. W: Kelley S. J., Loferski J. R., Salenikovich A., Stern E. G. (Eds). *Wood structures: a global forum on the treatment, conservation, and repair of cultural heritage*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- [44] Garbin E., Valluzzi M. R., Modena C. (2006). Characterization of a dovetail joint for timber roofs. Proceedings of WCTE. W: Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering 2006 – WCTE 2006, Portland, Oregon, USA 6-10 August 2006.

- [45] García M. C., Seco J. F. G., Prieto E. H. (2007). Improving the prediction of strength and rigidity of structural timber by combining ultrasound techniques with visual grading parameters. *Materiales de Construcción*, 57(288), 49-59.
- [46] Götz K. H., Hoor D., Möhler K., Natterer J. (1993). *Construire en bois: choisir concevoir réaliser*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- [47] Hasníková H., Tippner J., Kunecký J., Kloiber M., Sebera V. (2015). New Design Method for Lap Scarf Joint Used for Reconstruction of Timber Structures. W: *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering - ACSM 2015*, Bangkok, Thailand, 28-29 December 2015.
- [48] Hill R. (1998). *The mathematical theory of plasticity*. The Clarendon Press, Oxford.
- [49] Hirst E., Brett A., Thomson A., Walker P., Harris R. (2008). The structural performance of traditional oak tension & scarf joints. W: *Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering*, Miyazaki, Japan, 2-5 June 2008.
- [50] Ilharco T., Lechner T., Nowak T. (2015). Assessment of timber floors by means of non-destructive testing methods. *Construction and Building Materials*, 101, 1206-1214.
- [51] Íñiguez G., Martínez R., Bobadilla I., Arriaga F., Esteban M. (2009). Mechanical properties assessment of structural coniferous timber by means of parallel and perpendicular to the grain wave velocity. W: *Proceedings of the 16th International Symposium on Nondestructive Testing of Wood*, Beijing, China, 11-13 May 2009.
- [52] Jankowski L., Engel L., Jasieńko J. (2005). Praca statyczna wybranych połączeń występujących w drewnianych obiektach historycznych. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 18, 29- 41.
- [53] Jasieńko J., Nowak T., Bednarz Ł. (2014). Baroque structural ceiling over the Leopoldinum Auditorium in Wrocław University: tests, conservation, and a strengthening concept. *International Journal of Architectural Heritage*, 8(2), 269-289.
- [54] Jasieńko J., Nowak T., Karolak A. (2014). Historical carpentry joints. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 40, 58-82.
- [55] Jasieńko J., Nowak T., Hamrol K. (2013). Selected methods of diagnosis of historic timber structures—principles and possibilities of assessment. *Advanced Materials Research*, 778, 225-232.

- [56] Jasieńko J., Nowak T., Ostrycharczyk A. (2011). Hybrydowa kopuła z drewna klejonego i stali – studium konstrukcji. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 30, 81- 93.
- [57] Jasieńko J., Kardysz M. (2007). Deformation and strength criteria in assessing mechanical behavior of joints in historic timber structures. W: *Proceedings of the 16th International Conference: From Material to Structure – Mechanical Behavior and Failures of the Timber Structures*, ICOMOS International Wood Committee, Florence, Venice, Vicenza, Italy, 11-16 November 2007.
- [58] Jasieńko J., Kardysz M. (2006). Analiza pracy statycznej połączeń stosowanych w drewnianych konstrukcjach zabytkowych. W: *Problemy remontowe w budownictwie ogólnym i obiektach zabytkowych. Praca zbiorowa pod red. J. Jasieński (i in.)*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 218- 230.
- [59] Jasieńko J., Engel L., Rapp P. (2006). Study of strain and stresses in historical carpentry joints by photoelasticity modeling. W: *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi, India, 6-8 November 2006.
- [60] Jeong G. Y., Song J. K. (2017). Evaluation of Structural Properties of Dovetail Connections under Tensile Load Using Three Methods of Data Analysis. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(10).
- [61] Jeong G. Y., Park M. J., Hwang K. H., Park J. S. (2012). Effects of geometry on mechanical behavior of dovetail connection. W: *Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering 2012 – WCTE 2012*, Auckland, New Zeland, 15-19 July 2012, 574–581.
- [62] Jeong G. Y., Park M. J., Park J. S., Hwang, K. H. (2012). Predicting load-carrying capacity of dovetail connections using the stochastic finite element method. *Wood and Fiber Science*, 44(4), 430-439.
- [63] Johansen K. W. (1949). Theory of timber connections. *Int Assoc Bridge Struct Eng*, 9, 249-262.
- [64] Kasal B., Lear G., Tannert T. (2010). Stress Waves. W: Kasal B., Tannert T. (Eds). *In Situ Assessment of Structural Timber*. RILEM State of the Art Reports, vol. 7. Springer, Dordrecht, 5-24.
- [65] King W. S., Yen J. R., Yen Y. A. (1996). Joint characteristics of traditional Chinese wooden frames. *Engineering structures*, 18(8), 635-644.

- [66] Kloiber M., Drdácý M., Machado J. S., Piazza M., Yamaguchi N. (2015). Prediction of mechanical properties by means of semi-destructive methods: a review. *Construction and Building Materials*, 101, 1215-1234.
- [67] Kłosowski P., Lubowiecka I., Pestka A., Szepietowska K. (2018). Historical carpentry corner log joints—Numerical analysis within stochastic framework. *Engineering Structures*, 176, 64-73.
- [68] Koch H., Eisenhut L., Seim W. (2013). Multi-mode failure of form-fitting timber connections – Experimental and numerical studies on the tapered tenon joint. *Engineering Structures*, 48, 727-738.
- [69] Köck B., Holzer S. M. (2010). The load- displacement behavior of halved joints. W: *Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering 2010 – WCTE 2010*, Trentino, Italy, 20-42 June 2010.
- [70] Kokociński W. (2004). *Drewno. Pomiary właściwości fizycznych i mechanicznych*. Wydawnictwo Prodruk, Poznań.
- [71] Kollmann F. (1959). *Tecnología de la madera y sus aplicaciones (Technologie des Loses und der Holzwerkstoffe)*. Instituto Forestal de Investigaciones y Experiencias y el Servicio de la Madera, Tomo 1, Ministerio de Agricultura, Madrid.
- [72] Kopkowicz F. (1958). *Ciesielstwo polskie*. Arkady, Warszawa.
- [73] Krzysik F. (1978). *Nauka o drewnie*. Wydawnictwo naukowe PWN. Warszawa.
- [74] Kunecký J., Hasníková H., Kloiber M., Milch J., Sebera V., Tippner J. (2018). Structural assessment of a lapped scarf joint applied to historical timber constructions in central Europe. *International Journal of Architectural Heritage*, 12.4, 666-682.
- [75] Kunecký J., Arciszewska-Kędzior A., Sebera V., Hasníková H. (2016). Mechanical performance of dovetail joint related to the global stiffness of timber roof structures. *Materials and Structures*, 49(6), 2315-2327.
- [76] Kunecký J., Sebera V., Hasníková H., Arciszewska-Kędzior A., Tippner J., Kloiber M. (2015). Experimental assessment of full-scale lap scarf timber joint accompanied by a finite element analysis and digital correlation. *Construction and Building Materials*, 76, 24-33.
- [77] Kunecký J., Sebera V., Tippner J., Hasníková H., Kloiber M., Arciszewska-Kędzior A., Milch J. (2015). Mechanical performance and contact zone of timber joint with oblique faces. *Acta Universitatis Agriculturae et Silviculturae Mendelianae Brunensis*, 63, 1153-1159.

- [78] Kunecký J., Sebera V., Tippner J., Kloiber M. (2014). Numerical assessment of behavior of a historical central European wooden joint with a dowel subjected to bending. W: Proceedings of the 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Mexico City, Mexico, 15-17 October 2014.
- [79] Larsen K. E., Marstein N. (2000). Conservation of Historic Timber Structures: An Ecological Approach. Butterworth-Heinemann, Oxford.
- [80] Lechner T., Nowak T., Kliger R. (2014). In situ assessment of the timber floor structure of the Skansen Lejonet fortification, Sweden. *Construction and Building Materials*, 58, 85-93.
- [81] Lenkiewicz W., Zdziarska-Wis I. (1989). *Ciesielstwo*. WSiP, Warszawa.
- [82] Lourenço P. B., Feio A. O., Machado J. S. (2007). Chestnut wood in compression perpendicular to the grain: Non-destructive correlations for test results in new and old wood. *Construction and Building Materials*, 21(8), 1617-1627.
- [83] Lubowiecka I., Zybala T., Bukal G., Krajewski M., Kujawa M., Kłosowski P. (2019). On the current state of dovetail wall-corner joints in wooden Greek Catholic churches in Polish Subcarpathia with structural and sensitivity analyses. *International Journal of Architectural Heritage*, 1-18.
- [84] Machado J. S., Pereira F., Quilhó T. (2019). Assessment of old timber members: Importance of wood species identification and direct tensile test information. *Construction and Building Materials*, 207, 651-660.
- [85] Mączyński D. (2009). Znaki, inskrypcje i ślady na powierzchni drewna w zabytkowych konstrukcjach dachowych. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 25, 28- 36.
- [86] Mączyński Z. (1954). *Poradnik budowlany dla architekta*. Budownictwo i Architektura, Warszawa.
- [87] Meisel A., Bogensperger Th., Moosbrugger Th., Schickhofer G. (2013). Historische Dachtragwerke aus Holz – Statische Analyse und Tragwirkung, Teil 2. *Bauingenieur*, 88, 61-72.
- [88] Meisel A., Zehetgruber J., Schickhofer G. (2012). Historische Dachtragwerke aus Holz – Klassifizierung und Entwicklung aus statischer Sicht, Teil 1. *Bauingenieur*, 87, 451-460.
- [89] Meisel A., Moosbrugger Th., Schickhofer G. (2010). Survey and realistic modeling of ancient Austrian roof structures Part I. W: Proceedings of 3rd International Workshop

- on Conservation of Heritage Structures using FRM and SHM (CSHM-3), Ottawa-Gatineau, Canada, 11-13 August 2010.
- [90] Michniewicz W. (1958) Konstrukcje drewniane. Arkady, Warszawa.
- [91] Milch J., Tippner J., Brabec M., Sebera V., Kunecký J., Kloiber M., Hasníková H. (2017). Experimental testing and theoretical prediction of traditional dowel-type connections in tension parallel to grain. *Engineering Structures*, 152, 180-187.
- [92] Milch J., Tippner J., Sebera V., Kunecký J., Kloiber M., Navrátil M. (2016). The numerical assessment of a full-scale historical truss structure reconstructed with use of traditional all-wooden joints. *Journal of Cultural Heritage*, 21, 759-766.
- [93] Mioduszewski P., Jasieńko J., Nowak T. (2016). Przekształcenia konstrukcji i przestrzeni dachowych założeń zabytkowych w świetle wykorzystania do nowych funkcji–na przykładzie dworu Sarny. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 47,128-40.
- [94] Mirabella-Roberti G., Bondanelli M. (2013). Study and analysis of XIV century timber built-up beams in Verona. *Advanced Materials Research*, 778, 511-516.
- [95] Mleczek A., Kłosowski P. (2016). Numerical analysis of the carpentry joints applied in the traditional wooden structures. W: *Proceedings of the 3rd Polish Congress of Mechanics (PCM) and 21st International Conference on Computer Methods in Mechanics (CMM)*, Gdańsk, Poland, 8-11 September 2015, CRC Press, 409-412.
- [96] Neuhaus H. (2006). *Budownictwo drewniane*. Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów.
- [97] Nowak T., Karolak A., Sobótka M., Wyjadłowski M. (2019). Assessment of the condition of wharf timber sheet wall material by means of selected non-destructive methods. *Materials*, 12(9), 1532.
- [98] Nowak T., Bednarz Ł., Jasieńko J., Karolak A., Kiedrzyn J. (2018). Badania i analiza stanu technicznego ścian drewnianej konstrukcji zrębowej kościoła św. Jana Nepomucena we Wrocławiu. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation*, 55, 105-120.
- [99] Nowak T., Jasieńko J., Hamrol-Bielecka K. (2016). In situ assessment of structural timber using the resistance drilling method–evaluation of usefulness. *Construction and Building Materials*, 102, 403-415.
- [100] Nowak T., Hamrol-Bielecka K., Jasieńko J. (2015). Experimental testing of glued laminated timber members using ultrasonic and stress wave techniques. W:

- Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS'15, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015, 523-533.
- [101] Nowak T., Matkowski Z. (2013). Analiza stanu konstrukcji słupowo-ryglowej w remontowanym budynku gospodarczym adaptowanym na cele mieszkalne. *Materiały Budowlane*, 5, 12-14.
- [102] Nowak T. (2007). Analiza pracy statycznej zginanych belek drewnianych wzmocnianych przy użyciu CFRP. Rozprawa doktorska. Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Wrocław.
- [103] Oudjene M., Khelifa M. (2010). Experimental and numerical analyses of single double shear dowel-type timber joints. W: Proceedings of the 11th World Conference on Timber Engineering 2010 – WCTE 2010, Trentino, Italy, 20-42 June 2010, 476-482.
- [104] Oudjene M., Khelifa M. (2009). Finite element modelling of wooden structures at large deformations and brittle failure prediction. *Materials & Design*, 30(10), 4081-4087.
- [105] Palma P., Garcia H., Ferreira J., Appleton J., Cruz H. (2012). Behavior and repair of carpentry connections – Rotational behavior of the rafter and tie beam connection in timber roof structures. *Journal of Cultural Heritage*, 64-73.
- [106] Palma P., Cruz H. (2007). Mechanical Behavior of Traditional Timber Carpentry Joints in Service Conditions – Results of Monotonic Tests. W: Proceedings of the 16th International Conference: From Material to Structure – Mechanical Behavior and Failures of the Timber Structures, ICOMOS International Wood Committee, Florence, Venice, Vicenza, Italy, 11-16 November 2007.
- [107] Parisi M. A., Piazza M. (2013). Carpentry joints in earthquake conditions. *Ingegneria Sismica*, Anno XXX, 4, 54-71.
- [108] Parisi M. A., Cordie C. (2010). Mechanical behavior of double-step timber joints. *Construction and Building Materials*, 24, 1364-1371.
- [109] Parisi M. A., Piazza M. (2008). Seismic strengthening of traditional carpentry joints. W: Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October 2008.
- [110] Parisi M. A., Piazza M. (2004). Seismic strengthening of traditional timber structures. W: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada: 1-6 August, 2004.
- [111] Parisi M. A., Piazza M. (2002). Seismic behavior and retrofitting in traditional timber roof structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1183-1191.

- [112] Parisi M., Piazza M. (2000). Mechanics of plain and retrofitted traditional timber connections. *Journal of Structural Engineering – ASCE*, 126 (12), 1395-1403.
- [113] Parisi M.A., Piazza M. (1999). Dynamic modeling of friction joints in traditional timber structures. W: *Proceedings of the Eurodyn'99 Conference*, Prague, Czech Republic, 7-10 June 1999.
- [114] Perez L. P. (2003). Design and construction of timber roof structures built over different structural systems. Cases studium at the Valencia Community. W: *Proceedings of the First International Congress on Construction History*, Madrid, Spain, 20-24 January, 2003.
- [115] Pestka A., Szepietowska K., Kłosowski P., Krajewski M., Lubowiecka I. (2018). Numerical modelling and experimentation of historical carpentry corner log joints. W: *Proceedings of the 6th European Conference on Computational Mechanics (ECCM 6) and 7th European Conference on Computational Fluid Dynamics (ECFD 7)*, Glasgow, UK, 11-15 June 2018.
- [116] Piazza M., Riggio M. (2008). Visual strength-grading and NDT of timber in traditional structures. *Journal of Building Appraisal*, 3(4), 267-296.
- [117] PN-EN 1995-1-1:2010. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
- [118] PN-EN 1995-2:2007. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 2: Mosty.
- [119] PN-EN 26891:1997. Konstrukcje drewniane. Złącza na łączniki mechaniczne. Ogólne zasady określania wytrzymałości i odkształcalności.
- [120] PN-EN 338:2016. Drewno konstrukcyjne. Klasy wytrzymałości.
- [121] PN-EN 380:1998. Konstrukcje drewniane. Metody badań. Ogólne zasady badań pod obciążeniem statycznym.
- [122] PN-EN 384: 2016-10. Drewno konstrukcyjne. Oznaczenie wartości charakterystycznych właściwości mechanicznych i gęstości.
- [123] PN-EN 408+A1: 2012. Konstrukcje drewniane. Drewno konstrukcyjne lite i klejone warstwowo. Oznaczanie niektórych właściwości fizycznych i mechanicznych.
- [124] Poletti E., Vasconcelos G., Branco J. M., Koukouviki A. M. (2016). Performance evaluation of traditional timber joints under cyclic loading and their influence on the seismic response of timber frame structures. *Construction and Building Materials*, 127, 321-334.

- [125] Rapp P., Fiszer S. (2015). Scarf joints in timber beams. W: Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS'15, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.
- [126] Rapp P., Fiszer S. (2015). Approximate numerical model for adhesive scarf joints in wooden beams. *Drewno*, 58 (194), 5-21.
- [127] Rapp P. (2014). Computational model of adhesive scarf joints in timber beams. *Drewno*, 57 (193), 5-35.
- [128] Rapp P. (2000). Historyczny rozwój ciesielskich konstrukcji dachowych w polskich kościołach. W: Ganowicz R. Historyczne więzby dachowe polskich. Wydawnictwo Akademii Rolniczej im. Augusta Cieszkowskiego w Poznaniu, Poznań, 74- 95.
- [129] Riggio M., D'Ayala D., Parisi M. A., Tardini C. (2018). Assessment of heritage timber structures: Review of standards, guidelines and procedures. *Journal of Cultural Heritage*, 31, 220-235.
- [130] Riggio M., Anthony R., Augelli F., Kasal B., Lechner T., Muller W., Tannert T. (2014). In situ assessment of structural timber using non-destructive techniques. *Materials and structures*, 47(5), 749-766.
- [131] Rinn F. (2013). Practical application of micro-resistance drilling for timber inspection. *Holztechnologie*, 54 (4), 32-38.
- [132] Rinn F. (1996). Resistographic visualization of tree-ring density variations. W: Dean J. S., Meko D. M., Swetnam T. W. (Eds) *Tree Rings, Environment and Humanity. Radiocarbon*, 871-878.
- [133] Ross P. (2002). *Appraisal and repair of timber structures*. Thomas Telford Ltd, London.
- [134] Ross R. J. (2010). *Wood handbook: wood as an engineering material*. General Technical Report FPL-GTR-190, US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.
- [135] Rug W., Linke G. (2015). Study on the load bearing capacity and the load- deferral behavior of wooden composite beams with a teathed joint. W: Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS'15, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.
- [136] Rug W., Thoms F., Grimm U., Eichbaum G., Abel S. (2012). Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit von verzahnten Balken. *Bautechnik* 89, 26-36.

- [137] Sandberg L. B., Bulleit W. M., Reid E. H. (2000). Strength and stiffness of oak pegs in traditional timber-frame joints. *Journal of Structural Engineering*, 126(6), 717-723.
- [138] Sandoz J.L. (1989) Grading of construction timber by ultrasound. *Wood Science and Technology*, 23(1), 95-108.
- [139] Sangree R. H., Schafer B. W. (2009). Experimental and numerical analysis of a halved and tabled traditional scarf joint. *Construction and Building Materials*, 23, 615-624.
- [140] Sangree R. H., Schafer B. W. (2009). Experimental and numerical analysis of a stop-splayed traditional scarf joint with key. *Construction and Building Materials*, 23, 376-385.
- [141] Schallmayer, E. (2001). Unterlagen zur römischen Rheinbrücke von Köln. Im: *Archiv des Saalburgmuseums. Saalburg Jahrbuch*, 50, 205-211.
- [142] Schmidt R. J., Miller J. F. (2004). Capacity of pegged mortise and tenon joinery. Research Report, Department of Civil and Architectural and Engineering, University of Wyoming, Laramie, WY.
- [143] Schmidt R. J., Daniels C. E. (1999). Design considerations for mortise and tenon connections. Research Report, Department of Civil and Architectural and Engineering, University of Wyoming, Laramie, WY.
- [144] Seike K., Davis R. B. H. (1977). *The art of Japanese joinery*. John Weatherhill Inc., New York.
- [145] Serway R. A., Jewett J. W. (2003). *Física*, 3a edición, volumen 1. Thomson Editores, Madrid.
- [146] Shanks J., Walker P. (2009). Strength and stiffness of all-timber pegged connections. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21(1), 10-18.
- [147] Shanks J. D., Chang W. S, Komatsu K. (2008). Experimental study on mechanical performance of all-softwood pegged mortice and tenon connections. *Biosystems Engineering* 100 (4), 562-570.
- [148] Shanks J. D., Walker P. (2004). Testing of traditional connections in green oak carpentry. W: *Proceeding of the 8th World Conference on Timber Engineering 2004 – WCTE 2004*, Lahti, Finland, 14-17 June, 2004.
- [149] Sieczkowski J., Nejman T. (2006). *Ustroje budowlane*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- [150] Šobra K., Avez C., Aktaş Y. D., de Rijk R., Burawska I., Branco J. M. (2016). Load-bearing capacity of traditional dovetail carpentry joints with and without dowels:

- comparison of experimental and analytical results. W: Cruz H., Saporiti Machado J., Campos Costa A., Xavier Candeias P., Ruggieri N., Manuel Catarino J. (Eds) *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 1. Springer, 215-226.
- [151] Šobra K., Branco J. M., Fajman P. (2015). Behaviour of a dovetail joint solved using force analyses. W: *Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS’15*, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.
- [152] Šobra K., Fonseca Ferreira C., Riggio M., D’Ayala D., Arriaga F., Aira J. R. (2015). A new tool for the structural assessment of historic carpentry joints. W: *Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS’15*, Wrocław, Poland, 9-11 September 2015.
- [153] Šobra K., Branco J. M. (2014). Experimental evaluation of a dovetail joint. In *COST Workshop–Highly Performing Timber Structures: Reliability, Assessment, Monitoring and Strengthening*, 35-52.
- [154] Šobra K., Fajman P. (2013). Utilization of splice skew joint with a key in the reconstruction of historical trusses. *Advanced Materials Research*, 668, 207-212.
- [155] Sousa H. S., Branco J. M., Machado J. S., Lourenço P. B. (2017). Predicting mechanical properties of timber elements by regression analysis considering multicollinearity of non-destructive test results. W: *Proceedings of the 4th International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structures – SHATIS’17*, Istanbul, Turkey, 20-22 September, 2017, 485-493.
- [156] Sousa H. (2013). Methodologies for safety assessment of existing timber structures. PhD Thesis. University of Minho, Department of Civil Engineering, Portugal.
- [157] Tajchman J. (2005). *Propozycja systematyki i uporządkowania terminologii ciesielskich konstrukcji dachowych występujących na terenie Polski od XIV do XX w.* Monument, Warszawa.
- [158] Tampone G., Semplici M. (2006). *Rescuing the Hidden European Wooden Churches Heritage, An International Methodology for Implementing a Data Base for Restoration Projects.* In cooperation with Fly Events and Alter Ego Ing Arch S.r.l. (a Subsidiary Company of the Collegio degli Ingegneri della Toscana), Città di Castello.

- [159] Tannert T., Anthony R., Kasal B., Kloiber M., Piazza M., Riggio M., Rinn F., Widmann R., Yamaguchi N. (2014). In situ assessment of structural timber using semi-destructive techniques. *Materials and structures*, 47(5), 767-785.
- [160] Thelandersson S., Larsen H. J. (2003). *Timber Engineering*. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, Chapter 16.
- [161] Thoma H., Togni M., Uzielli L. (2007). Full-Size Truss Joints Made of Old Wood: Laboratory Tests on Shear Failures. W: *Proceedings of the 16th International Conference: From Material to Structure – Mechanical Behavior and Failures of the Timber Structures*, ICOMOS International Wood Committee, Florence, Venice, Vicenza, Italy, 11-16 November 2007.
- [162] Trocka-Leszczynska E. (1995). *Wiejska zabudowa mieszkaniowa w regionie sudeckim*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.
- [163] Ulrich R. B. (2007). *Roman woodworking*. Yale University Press, New Haven and London, 104-107.
- [164] Uzielli L. (2004). *Il manuale del legno strutturale. Vol. IV. Interventi sulle strutture*. Mancuso editore, Roma.
- [165] Verbist M., Branco J. M., Poletti E., Descamps T., Lourenço P. B. (2017). Single Step Joint: overview of European standardized approaches and experimentations. *Materials and Structures*, 50(2), 161.
- [166] Villar J. R., Guaita M., Vidal P., Arriaga F. (2007). Analysis of the stress state at the cogging joint in timber structures. *Biosystems engineering*, 96(1), 79-90.
- [167] Wang X., Divos F., Pilon C., Brashaw B. K., Ross R. J., Pellerin R. F. (2004). Assessment of decay in standing timber using stress wave timing nondestructive evaluation tools. Technical Report FPL-GTR-147. US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.
- [168] Wald F., Mareš J., Sokol Z., Drdácý M. (2000). Component method for historical timber joints. W: *The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures*. Springer, Dordrecht, 417-424.
- [169] Yeomans D. (2016). *How structures work: design and behaviour from bridges to buildings*. John Wiley & Sons Ltd, Blachwell, Chapter 6.
- [170] Yeomans D. (2003). *The repair of historic timber structures*. Thomas Telford Ltd, London, Chapter 3, 7.

STRESZCZENIE

Niniejsza rozprawa doktorska dotyczy analizy pracy statycznej wybranych połączeń ciesielskich w elementach zginanych oraz rozciąganych.

Dokonano szerokiego rozpoznania literaturowego, pozwalającego ustalić braki w literaturze przedstawiającej opisy zachowania statycznego połączeń ciesielskich. Wykazano potrzebę prowadzenia dalszych badań w celu lepszego poznania zachowania statycznego połączeń w elementach zginanych, szczególnie połączeń na „znak pioruna” oraz połączenia rozciągane na jaskółczy ogon, występującego np. między krokwią a jętką.

Wyznaczono na drodze badawczej nośności na zginanie i współczynniki sztywności wybranych połączeń ciesielskich: połączeń na nakładki proste i ze ścięciem z różną liczbą łączników trzpieniowych oraz połączeń na „znak pioruna” w płaszczyźnie poziomej i pionowej z różnymi formami zabezpieczenia.

Przeprowadzono badania zginania czteropunktowego na modelach w skali technicznej, wykorzystując tradycyjne i nowoczesne metody pomiarowe (np. CKO). Wyliczono parametry efektywności dla poszczególnych złączy, przedstawiając oszacowane poziomy nośności i sztywności badanych połączeń w odniesieniu do elementów ciągłych. Opisano modele zniszczenia i ustalono główne miejsca koncentracji naprężeń. Porównano wpływ dodatkowych elementów zabezpieczających zastosowanych dla poszczególnych serii belek.

Przeprowadzono także analizy numeryczne metodą elementów skończonych w zakresie sprężystym pracy dla połączeń zginanych, weryfikujące rezultaty uzyskane w laboratorium.

Przedstawiono interpretację wyników badań doświadczalnych oraz zaproponowano model analityczny wybranego połączenia na „znak pioruna”. Zaprezentowano także propozycję wzmocnienia tego połączenia w celu zwiększenia poziomu nośności i zweryfikowano propozycję w sposób obliczeniowy.

Ponadto, poznano na drodze badawczej pracę statyczną połączenia rozciągane na jaskółczy ogon między krokwią a jętką. Wyznaczono nośność na rozciąganie węzła bez wzmocnienia i z zaproponowanym wzmocnieniem oraz porównano uzyskane poziomy sztywności.

W rozprawie zwrócono uwagę na problem istotności prawidłowego kształtowania i wzmocnienia połączeń ciesielskich w konstrukcjach drewnianych, szczególnie historycznych czy zabytkowych. Realizacja tych zagadnień dzięki przeprowadzonym badaniom i analizom może być pomocna w analizie pracy statycznej złączy ciesielskich oraz stanowić punkt wyjścia do próby optymalizacji kształtowania złączy w elementach drewnianych.

ABSTRACT

The PhD dissertation presents the analysis of static behaviour of selected carpentry joints in bent and tensile elements.

An extensive literature review was conducted, what allowed to identify gaps in the literature concerning descriptions of the static behaviour of carpentry joints. The need for further research in regard to better understanding of the static behavior of joints in bent elements, in particular the stop-splayed scarf joint (so called “Bolt of lightning”) and the dovetailed joint in tension, for example between a rafter and a collar beam, was demonstrated.

The load bearing capacities in bending and stiffness parameters of selected carpentry joints were determined by testing: splice and nibbed-splice joints with different number of fasteners and stop-splayed scarf joints shaped in the horizontal and vertical planes with various forms of strengthening.

Four-point bending tests were carried out on technical scale models with the use of traditional and modern measurement methods (e.g. DIC). Efficiency parameters for individual joints were calculated, presenting the estimated levels of load bearing capacity and stiffness of the tested joints in relation to continuous elements. The models of failure were described and the main locations of stress concentration were determined. The influence of additional strengthening elements used for series of beams was compared.

Numerical analysis with the finite element method in the range of elastic behaviour for joints in bending was conducted in order to verify the results obtained in the laboratory tests.

The interpretation of the results of experimental tests was presented and the analytical model of the selected stop-splayed scarf joint in the shape of “Bolt of lightning” was proposed. A method to strengthen this joint in order to increase the load bearing capacity was also presented and verified computationally.

Moreover, the static behaviour of the dovetail joint between the rafter and the collar beam was investigated. The tensile load capacity of the joint without strengthening and with the proposed strengthening was determined, and the obtained levels of stiffness were compared.

In the dissertation, attention was drawn to the issue of the importance of the correct shaping and strengthening of carpentry joints in timber structures, especially historical or historic ones. The implementation of these issues by the mean of the conducted research and analyzes may be helpful in the analysis of the static behaviour of carpentry joints and constitute a starting point for an attempt to optimize the joints shaping in wooden elements.