

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

DYSCYPLINA NAUKOWA INŻYNIERIA LĄDOWA,
GEODEZJA I TRANSPORT
DZIEDZINA NAUK INŻYNIERYJNO-TECHNICZNYCH

Rozprawa doktorska

mgr inż. Piotr Brodniewicz

**Hybrydowe drewniane konstrukcje budowlane z drewna
masywnego i lekkich paneli szkieletowych –
propozycje rozwiązań i ocena ich efektywności**

Promotor

dr hab. inż. Arkadiusz Węglarz, prof. uczelni

Promotor pomocniczy

dr inż. Jan Pełczyński

WARSZAWA 2025

Podziękowania

Pragnę złożyć serdeczne podziękowania Panu **prof. dr. hab. inż. Wojciechowi Gilewskiemu** za inspirację do zaangażowania się w działalność naukową, cierpliwość we wskazywaniu właściwej ścieżki postępowania i motywację do analizy problematyki badawczej i wykorzystania w niej doświadczeń praktycznych w sposób krytyczny.

Dziękuję Panu **dr. hab. inż. Arkadiuszowi Węglarzowi**, za pełną serdeczności pomoc, wsparcie wiedzą, doświadczeniem, a także nieustanną życzliwość – zarówno w pracy naukowej, jak i poza nią,

Dziękuję Kierownictwu Spółki Andrewex Construction Sp. z o.o., w szczególności Panom **Bartłomiejowi Krupa** i **Romanowi Jakubowskiemu** za inspirację, warunki do rozwoju oraz stawianie wyzwań, takich jak uczestnictwo w projektach o niecodziennej skali i poziomie zaawansowania, a także motywację do korzystania z zainteresowań i pracy zawodowej jako materiału do pracy naukowej.

Jednocześnie kieruję podziękowania do właściciela Spółki, Pana **Andrzeja Oplątka**, za stworzenie środowiska umożliwiającego nieustanny rozwój, kreatywną współpracę i wsparcie w stawianiu czoła wyzwaniom.

Dziękuję także całemu **Zespołowi Projektowemu** Andrewex Construction Sp. z o.o., w szczególności jego byłym członkom, Panom **Bartłomiejowi Maślance** i **Zbigniewowi Domańskiemu**, za inspirujące i motywujące wprowadzenie na ścieżkę nowoczesnych konstrukcji drewnianych, a także towarzyszenie mi na niej, niezależnie od napotykanych trudności.

Ukochanej Partnerce, **Karolinie Djupero**, składam najserdeczniejsze podziękowania za wiarę w moje możliwości, wsparcie w trudnych chwilach, a przede wszystkim za bezgraniczną cierpliwość podczas setek godzin poświęconych pracy nad niniejszą rozprawą.

Dziękuję **Rodzicom**, za nieoceniony, pozytywny wpływ na kierunek i przebieg mojej ścieżki zawodowej i naukowej, która doprowadziła do rozprawy doktorskiej.

Streszczenie

W ostatnich latach budownictwo drewniane zyskuje na popularności, co wymaga poszukiwania nowych rozwiązań, aby konstrukcje drewniane mogły być stosowane w bliższy optymalnemu i odpowiedni oczekiwanej funkcjonalności sposób. Celem niniejszej pracy jest analiza i ocena możliwości zastosowania hybrydowych konstrukcji drewnianych, które łączą drewno masywne z lekkim szkieletem drewnianym.

W ramach pracy przeanalizowano istniejące konstrukcje drewniane, zarówno homogeniczne, jak i hybrydowe drewniane oraz hybrydowe mieszane, w których drewno łączy się z innymi materiałami, takimi jak stal i żelbet. Na tej podstawie określono główne ograniczenia konstrukcji z drewna masywnego i lekkiego szkieletu drewnianego. Następnie zaproponowano nowe rozwiązania w postaci hybrydowych konstrukcji drewnianych, potencjalnie przekraczających ograniczenia.

Przeanalizowano różne warianty homogenicznych i hybrydowych drewnianych konstrukcji stropów w układach o dwóch siatkach modularnych (8,1 x 8,1 m oraz 5,4 x 5,4 m), a także hybrydowe drewniane rdzenie usztywniające, składające się z paneli z lekkiego szkieletu wpisanych w ramy z drewna masywnego. Obliczenia wykonywano metodą normową zgodnie z Eurokodami oraz z użyciem Metody Elementów Skończonych. Znaleziono potencjalnie właściwe rozwiązanie hybrydowe drewniane w siatce 5,4 x 5,4 m, a także hybrydowe drewniane rozwiązanie rdzenia usztywniającego, które może znaleźć zastosowanie w budynku o liczbie pięter większej niż 2, przy jednoczesnym zachowaniu otwartej przestrzeni kondygnacji.

Słowa kluczowe

Budownictwo drewniane, Konstrukcje hybrydowe, Drewno masywne, Lekki szkielet drewniany, Analiza porównawcza

Abstract

In recent years, timber construction has been gaining popularity, necessitating the search for new solutions to ensure timber structures can be used in a manner closer to optimal and appropriate for the expected functionality. This study aims to analyze and evaluate the potential of hybrid timber constructions that combine mass timber with a light timber frame.

The study examines existing timber constructions, both homogenous and hybrid timber, as well as mixed hybrids where timber is combined with other materials such as steel and reinforced concrete. Based on this analysis, the main limitations of mass timber and light timber frame constructions were identified. Subsequently, new hybrid timber construction solutions were proposed, potentially overcoming these limitations.

Various variants of homogenous and hybrid timber floor constructions were analyzed in two modular grids (8.1 x 8.1 m and 5.4 x 5.4 m) and hybrid timber stiffening cores consisting of light timber frame panels embedded in mass timber frames. The calculations were performed using the standard method by Eurocodes and the Finite Element Method. Potentially suitable hybrid timber solutions were found in the 5.4 x 5.4 m grid, as well as hybrid timber stiffening core solutions that could be applied in buildings with more than two floors while maintaining open floor spaces.

Keywords

Timber construction, Hybrid structures, Solid timber, Light timber frame, Comparative analysis

Spis treści

Spis treści	7
Najczęściej używane skróty	10
1 Wstęp	11
2 Cel i zakres pracy	14
2.1 Cel pracy	14
2.2 Zakres pracy – analiza rozwiązań istniejących	14
2.3 Zakres pracy – propozycja nowych rozwiązań	16
3 Podstawa pracy - materiał, używane pojęcia i typologie	19
3.1 Konstrukcje drewniane do ery współczesnego budownictwa	19
3.2 Współczesne konstrukcyjne materiały drewniane i drewnopochodne	21
3.3 Główne pojęcia, ich definicje i typologia	34
3.3.1 Stabilność, stateczność, sztywność	35
3.3.2 Drewno masywne	35
3.3.3 Lekki szkielet drewniany	38
3.3.4 Ściana usztywniająca (ang. <i>shear wall</i>)	40
3.3.5 Panel	40
3.3.6 Moduł wolumetryczny	42
3.3.7 Rdzeń usztywniający	44
4 Uszczegółowienie zakresu pracy - oryginalne klasyfikacje	46
4.1 Element konstrukcyjny – klasyfikacja pod względem materiału	46
4.2 Analizowane typy konstrukcji	50
5 Krytyczny przegląd nowoczesnych technologii konstrukcji drewnianych	54
5.1 Konstrukcje z drewna masywnego	54
5.2 Lekkie konstrukcje drewniane	70
5.2.1 Lekki szkielet drewniany	70
5.2.2 Panele szkieletowe, moduły	77
5.3 Hybrydowe konstrukcje mieszane	90
5.3.1 Drewniano-żelbetowe	90
5.3.2 Drewniano-stalowe	112
5.3.3 Drewniano-stalowo-żelbetowe	119

5.4	Hybrydowe konstrukcje drewniane	125
5.4.1	Hybrydowe konstrukcje z drewna masywnego	129
5.4.2	Hybrydowa lekka konstrukcja drewniana.....	139
5.5	Podsumowanie – wyzwania badawcze i konstrukcyjne.	142
6	Propozycja hybrydowej drewnianej konstrukcji z drewna masywnego i lekkich paneli szkieletowych.....	154
6.1	Zakres i cel rozdziału	154
6.2	Założenia ogólne kontekstu projektowego analizy.....	155
6.3	Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 8,1 x 8,1 m.....	155
6.3.1	Założenia do analizy stropu	155
6.3.2	Dobór wariantów budowy stropów.....	159
6.3.3	Metodyka analizy	163
6.3.4	Kryteria oceny.....	166
6.3.5	Weryfikacja obliczeniowa i ocena efektywności rozwiązań	172
6.3.6	Analiza porównawcza wyników i wnioski	189
6.4	Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 5,4 x 5,4 m.....	192
6.4.1	Założenia do analizy stropu	192
6.4.2	Metodyka analizy.....	194
6.4.3	Kryteria oceny.....	196
6.4.4	Weryfikacja obliczeniowa i ocena efektywności rozwiązań	197
6.4.5	Analiza porównawcza wyników i wnioski	222
6.5	Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań – hybrydowy drewniany rdzeń usztywniający 226	
6.5.1	Założenia do analizy stateczności.....	226
6.5.2	Metodyka analizy	230
6.5.3	Kryteria oceny.....	235
6.5.4	Weryfikacja obliczeniowa – metoda normowa.....	237
6.5.5	Weryfikacja obliczeniowa – Metoda Elementów Skończonych	247
6.5.6	Ocena wyników i wnioski.....	257

7 Podsumowanie, wnioski, kierunki dalszych badań.....	260
Literatura	268
Książki i artykuły	268
Normy, akty prawne i aprobaty techniczne.....	273
Broszury producentów i organizacji, strony internetowe.....	274
Spis rysunków	276
Spis fotografii.....	282

Najczęściej używane skróty

- DKK** - drewno klejone krzyżowo, ang. *CLT* - *cross laminated timber*, niem. *BSP* – *Brettsperrholz*,
- DKW** - drewno klejone warstwowo, ang. *glued laminated timber*, *glulam*, niem. *BSH* – *Brettschichtholz*,
- KDZK** - konstrukcyjne drewno na złącza klinowe, ang. *structural finger jointed timber*, niem. *KVH* – *Konstruktionsvollholz*,
- LVL** - fornir klejony warstwowo, ang. *laminated veneer lumber*,
- PSL** - wióry z ciętego forniru ułożonego wzdłużnie, and. *parallel strand lumber*.

1 Wstęp

Wybitny architekt Andrew Waugh, zdobywca nagrody Prezydenta Royal Institute of British Architects, we wstępie do książki Josepha Mayo [Mayo, 2015] pisze: *„Drewno to pierwszy z materiałów budowlanych. Drewno wyrasta z ziemi i jest całkowicie odnawialne w krótkim czasie, podczas gdy beton i stal są materiałami ograniczonymi [ilościowo – dop. aut.], które pewnego dnia mogą całkowicie zniknąć. Podczas gdy drewno wzrasta, wchłania dwutlenek węgla dzięki procesowi fotosyntezy. Rosnąc, drzewo wydziela tlen i magazynuje węgiel. To z pewnością coś, czego poszukiwaliśmy: niezanieczyszczający, magazynujący węgiel materiał, który może rosnąć.”*

Drewno było wśród pierwszych użytych przez człowieka materiałów budowlanych. Jego popularność przez wieki była ogromna, jednak nie sposób pominąć okresów, gdy powszechność stosowania gwałtownie spadała, wypierana przez stal i beton – obok szkła to synonimy nowoczesnego budownictwa od początków XX wieku. Jednak drewno nie jest materiałem przestarzałym. Często znacząco różni się od tego stosowanego przed wiekami - zarówno materiał, często poddany procesom fizyko-chemicznym, jak i konstrukcje z niego wykonane zmieniły się, maksymalizując znaczenie zalet, minimalizując wad. Drewno jest łatwe do kształtowania, umożliwia bardzo precyzyjną obróbkę, jest łatwo dostępne. Otoczenie drewniane jest naturalne dla człowieka. Samoczynnie reguluje wilgotność, w jego otoczeniu śpi się w lepiej, lepiej oddycha.

W XXI wieku obserwuje się powrót do konstruowania budynków z drewna. Jedną z głównych przyczyn jest dążenie do stosowania w budownictwie idei zrównoważonego rozwoju. Niezależnie od trudności ze sprecyzowaniem tego terminu, skutkującym odmiennymi, czasem sprzecznymi, definicjami stosowanymi w literaturze, zrównoważony rozwój w budownictwie możemy określić, opierając się na [Kibert, 2016] - jako rozwój, który spełnia potrzeby teraźniejsze bez zagrożania zdolności przyszłych pokoleń do spełnienia ich własnych potrzeb. Autor definicji podaje siedem głównych zasad budownictwa zrównoważonego [Kibert, 1994]:

1. Zmniejszenie zużycia zasobów.
2. Ponowne wykorzystanie zasobów.
3. Użycie zasobów odnawialnych.
4. Ochrona przyrody.
5. Eliminacja substancji toksycznych.
6. Stosowanie rachunku kosztów cyklu życia.

7. Skupienie się na jakości.

Zastosowanie każdej z tych zasad można realizować poprzez budownictwo drewniane, a korzystanie z drewna ma bezpośredni związek z zasadą trzecią, czwartą i piątą. Jest ono surowcem odnawialnym, jeśli stosuje się właściwą gospodarkę leśną, co ma miejsce w krajach rozwiniętych. Produkcja materiałów drewnianych i drewnopochodnych wiąże się ze stosunkowo niewielką energochłonnością i produkcją odpadów zagrażających środowisku naturalnemu. Substancje stosowane w przetwórstwie drzewnym i prefabrykacji są w olbrzymim stopniu pozbawione cech toksycznych lub takich, których wpływ na organizmy jest niewystarczająco znany. Ponadto olbrzymią zaletą jest zdolność do magazynowania dwutlenku węgla (tzw. sekwestracji), która sprawia, że wynikający z kalkulacji cykli życia koszt w etapach produkcji i wznoszenia ma często wartości ujemne, a więc staje się zyskiem. Zastosowanie drewna jako konstrukcji czy fasad pozwala na redukcję emisji gazów cieplarnianych nawet o 50-90% w stosunku do stalowych i betonowych alternatyw [Green i in., 2017, Himes i in., 2020].

Jednak nie tylko argumenty związane ze zrównoważonym rozwojem przemawiają za szerszym stosowaniem drewna w konstrukcjach. W stosunku do alternatyw umożliwia wykonanie budynków efektywnych energetycznie, zarówno na etapie budowy jak i użytkowania. Jest lekki i wydajny. Pozwala na tworzenie obiektów o bardzo dobrych cechach cieplno-wilgotnościowych, a jeżeli wyeksponuje się jego naturalne powierzchnie, wykazuje zalety biofiliczne, czyli wywiera pozytywny wpływ na zdrowie fizyczne i psychiczne użytkowników przebywających w jego otoczeniu.

Budownictwo drewniane, które nazwalibyśmy nowoczesnym, różni się od tradycyjnego. Pojawiły się nowe materiały, wykorzystujące obróbkę inżynierską. Zostały one uszeregowane w spójne systemy i technologie. Coraz powszechniejsza i coraz bardziej zaawansowana stała się prefabrykacja, umożliwiająca dalszą oszczędność środowiskową, ale otwierająca także zupełnie inny aspekt ekonomiczny. Powszechne stały się procesy, skracające produkcję i budowę (a więc jej koszty), maksymalizujące wydajność na każdym ogniwie łańcucha budowlanego, jak choćby trend wywodzący się z przemysłu w projektowaniu nazywany DfMA – Design for Manufacturing and Assembly – „projektowanie dla prefabrykacji i montażu” czy coraz bardziej zaawansowane stosowanie zasad BIM [Wasim, 2020].

Powyższe cechy sprawiają, że łatwo ocenić stosowanie konstrukcji drewnianych jako korzystne dla człowieka i jego otoczenia. Mimo wzrostu popularności, wciąż są one daleko

mniej powszechne niż alternatywy żelbetowe, stalowe, murowane. Przyczyn takiego stanu jest wiele. Z pewnością należą do nich znacznie mniejsze zasoby produkcyjne przemysłu budownictwa drewnianego czy stosunkowo niewielkie zasoby kompetencyjne kadry inżynierskiej w kontekście tego starego-nowego materiału. Niewątpliwie znaczącym czynnikiem jest rachunek ekonomiczny, który sprawia, że – z różnych względów – konstrukcja drewniana oceniana jest jako mniej atrakcyjna pod względem niejednokrotnie bezwzględnie decydującym – finansowym.

Wśród przyczyn, sprawiających, że drewno często ulega żelbetowi czy stali na etapie wstępnego wyboru technologii, leżą także te, które są jednocześnie jednymi z najważniejszych zalet materiału – jego cechy naturalne. Do cech konstrukcji drewnianych należy stosunkowo niski moduł Younga, komplikacja stosowania łączników w połączeniu poszczególnych elementów, podatność na czynniki środowiskowe i deformacje, niewielki ciężar własny. Są to jednak cechy, których znaczenie można wciąż zmniejszać, stosując nowe rozwiązania produkcyjne, technologiczne lub projektowe.

Wśród takich rozwiązań znajduje się hybrydyzacja konstrukcji – stosowanie składowych materiałowych i technologicznych o różnym pochodzeniu i charakterze w układach, w których zalety jednego materiału lub technologii skompensują wady innego. Takie hybrydy są dobrym i popularnym rozwiązaniem. Mając jednak na uwadze niewątpliwe, wyżej wymienione korzyści ze stosowania drewna i materiałów drewnopochodnych, celowe wydaje się korzystanie z nich w ramach konstrukcji w możliwie największym stopniu: całościowym lub bliskim całościowemu.

Taki efekt może zostać osiągnięty przez hybrydyzację nowego typu – hybrydyzację w pełni drewnianą. Polega ona nie na łączeniu drewna z innymi materiałami, lecz stosowaniu wyłącznie konstrukcji z materiałów drewnianych i drewnopochodnych, jednak łącząc pozornie zupełnie różne technologie i systemy z nich kształtowane. Także one różnią się między sobą wieloma cechami – choćby potencjalną nośnością, trwałością czy potencjałem prefabrykacji.

Jest to powód, który zdecydował o wyborze tematyki niniejszej pracy. Powyższe argumenty wskazują, że należy pogłębiać i porządkować wiedzę na temat hybrydyzacji drewnianej: analizować rozwiązania istniejące, poszukiwać nowych sposobów połączenia technologii drewnianych, pól ich zastosowania, a także potencjalnych obszarów, w których z powodzeniem mogą być rozważane jako alternatywa dla innych typów konstrukcji, a także krytycznie oceniać strefy zastosowania, w których konstrukcje drewniane hybrydowe będą niewłaściwe czy niewystarczająco efektywne.

2 Cel i zakres pracy

2.1 Cel pracy

Praca zawodowa autora jest bezpośrednio związana z projektowaniem i wykonawstwem konstrukcji drewnianych w technologiach korzystających zarówno z drewna masywnego jak i lekkiego szkieletu drewnianego. Są one niejednokrotnie strukturalnie samodzielne, jednak czasem powiązane w różny sposób między sobą oraz z elementami z innych materiałów w celu optymalnego wykorzystania ich poszczególnych właściwości – dla zwiększenia nośności, trwałości, funkcjonalności czy obniżenia kosztu wykonania. Tego typu działalność powoduje powstawanie szeregu pytań, które przedstawiono poniżej, a znalezienie przynajmniej częściowej odpowiedzi na nie jest celem niniejszej pracy.

1. Jakie ograniczenia mają konstrukcje z drewna masywnego i lekkiego szkieletu?
2. Jakie korzyści niesie w sobie stosowanie konstrukcji hybrydowych, w których drewno łączy się ze stalą i żelbetem, a więc jakie wady konstrukcji drewnianych są kompensowane przez inne materiały?
3. Jakie rozwiązania z zakresu hybrydowych konstrukcji drewnianych z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu można zaproponować, by zastąpić wykorzystywanie materiałów innych niż drewniane w hybrydowych konstrukcjach mieszanych?
4. Czy racjonalne jest łączenie ze sobą technologii drewnianych i czy tego typu hybryda będzie miała właściwości lepsze niż konstrukcja homogeniczna?
5. Czy możliwe do zaproponowania rozwiązania poddane krytycznej ocenie są potencjalnie właściwe do zastosowania praktycznego?
6. Czy istnieją wciąż nieodkryte rozwiązania związane z hybrydyzacją drewnianą, których eksploracja może pomóc w rozwoju tej gałęzi budownictwa, a jeśli tak, to jakie dalsze kierunki badań można zaproponować?

2.2 Zakres pracy – analiza rozwiązań istniejących

Zakres pracy ograniczono do konstrukcji budynków o minimum dwóch kondygnacjach drewnianych. Choć konstrukcje jednokondygnacyjne w postaci hybryd mieszanych są powszechnie stosowane (hale sportowe, baseny, obiekty usługowe, budynki produkcyjno-magazynowe itp.), to jednak nie stosuje się w nich często konstrukcji hybrydowych drewnianych, więc poświęcenie pracy temu zakresowi można uznać za celowe. Niemniej jednak, cechują się one zupełnie inną charakterystyką niż obiekty

wielokondygnacyjne, poczynając od wymagań funkcjonalno-użytkowych po skalę oddziaływań zewnętrznych i wewnętrznych, zarówno pionowych (obciążenia użytkowe na stropy) jak i poziomych (w wyniku działania wiatru na większe powierzchnie bryły). Dlatego uznano, że te zakresy wymagają rozdzielenia i gdyby stanowiły przedmiot jednej pracy, mnogość zagadnień sprawiłaby, że nie mogłyby one być poruszone w stopniu satysfakcjonującym.

Wybór konstrukcji budynków o minimum dwóch kondygnacjach podyktowany został dynamicznym rozwojem tego sektora budownictwa drewnianego w ostatnich latach. Wiele z rozwiązań konstrukcji jednokondygnacyjnych zostało już sprawdzonych i usystematyzowanych, stając się powszechnymi standardami. Wprowadzenie tam rozwiązań nowych związanych z hybrydyzacją drewnianą byłoby możliwe, jednak niezwykle utrudnione. Natomiast dla konstrukcji wielokondygnacyjnych, na obecnym etapie rozwoju, nowe rozwiązania proponowane są nieustannie, wiele z nich staje się obiektem badań i testów, poddawane są krytycznej ocenie. Dlatego wydaje się, że jest to właściwe stadium do rozszerzenia zasobu wiedzy o możliwej hybrydyzacji drewnianej, proponując nieoczywiste układy, metody współpracy czy połączenia, które mają potencjał jeśli nie rzeczywistego zastosowania, to wskazania dalszego kierunku rozwoju w najbliższym czasie.

Mając na uwadze przedstawione powyżej pytania i wątpliwości, autor stawia tezę: możliwe jest racjonalne zaprojektowanie budynku o minimum dwóch kondygnacjach w technologii hybrydowej drewnianej, w której łączy się cechy drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu. W przedstawionej rozprawie omówione zostaną ograniczenia i warunki realizacji takiego obiektu.

Prawidłowa analiza wymaga stworzenia precyzyjnego słownika, zestawu definicji, umożliwiających klarowne rozgraniczenie poszczególnych terminów, a więc ich stosowne porównanie. Już powyższa, wstępna część pracy zawierała w sobie sformułowania, które jak do tej pory nie zostały w literaturze wyjaśnione w sposób wystarczająco jednoznaczny (np. konstrukcje homogeniczne, konstrukcje hybrydowe, hybrydy drewniane). Ich klaryfikacja pozwoli na jednoznaczne wskazanie zakresu pracy. Dlatego pierwszą część rozprawy, a zarazem określenie zakresu, stanowi jej rzeczywista podstawa formalna – stworzenie definicji pojęć używanych w jej dalszej części, a także klasyfikacje, które posłużą do opisu stosowanych elementów i systemów, a następnie ich właściwego porównania. **Stało się to przedmiotem rozdziału będącego faktyczną podstawą rozprawy („Podstawa pracy - materiał, używane pojęcia i typologie”).** Część ta ma charakter systematyzujący pojęcia używane w dalszych częściach niniejszej pracy. Przedstawiają z jednej strony materiały

używane w nowoczesnym budownictwie drewnianym, z określeniem ich cech charakterystycznych, a, w dalszej części, definiujące zestaw pojęć niezbędnych do prawidłowego przedstawienia analizowanych technologii i ich typowych składowych.

Na tej podstawie, dalej uściślając granice zakresu pracy, stworzono oryginalne typologie, umożliwiające jednoznaczną klasyfikację elementów konstrukcyjnych, na podstawie materiałów, z których zostały wykonane, a także konstrukcji jako całościowych systemów, definiowane ze względu na ich składowe i zależności między nimi („Uszczegółowienie zakresu pracy - oryginalne klasyfikacje”).

W kolejnej części pracy („Krytyczny przegląd nowoczesnych technologii konstrukcji drewnianych”) skoncentrowano się na znalezieniu odpowiedzi na pierwsze dwa pytania postawione w rozdziale „Cel pracy”. Rozpoczęto od przeanalizowania zaprojektowanych i wykonanych konstrukcji drewniane w różnych układach i z zastosowaniem odmiennych technologii. Posłużono się dwunastoma dokładnie opisanymi przykładami z Kraju i zagranicy oraz kilkunastoma innymi przeanalizowanymi dodatkowo, dla których informacje są dostępne w literaturze, na stronach internetowych oraz bezpośrednio u wykonawców. Szczególnie pomocne było wykorzystanie doświadczeń autora, a także możliwość dostępu do bogatych danych, dokumentacji projektowej i realizacyjnej ponad siedemdziesięciu inwestycji, w których współuczestniczył, a zwłaszcza tych, dla których był autorem projektu konstrukcji drewnianej, a zostały przedstawione w dalszych częściach pracy, jak:

- budynek biurowy *Stockholm* (obecnie nazywany *Timber Park*) w Warszawie,
- budynek biurowo-warsztatowy w Piszcu,
- budynek socjalno-biurowy w Cierpicach,
- domy jednorodzinne w Słupnie i Cierpicach.

Analiza istniejących konstrukcji posłużyła do określenia głównych ograniczeń, z którymi mierzą się homogeniczne konstrukcje drewniane, pól, na których inne materiały mają niekwestionowaną przewagę („Podsumowanie – wyzwania badawcze i konstrukcyjne.”). Wspomniane wyzwania stały się podstawą dla dalszej części – zaproponowania nowych, oryginalnych rozwiązań oraz ich krytycznej oceny.

2.3 Zakres pracy – propozycja nowych rozwiązań

Jak wspomniano, w związku z tym, że budownictwo drewniane, obecnie zdecydowanie najbardziej korzystne pod względem kosztu środowiskowego, jest w Polsce

stosowane w bardzo niewielkim stopniu¹, wydaje się racjonalnym szukanie sposobów, by było ono popularyzowane. **Dlatego w drugiej części pracy skoncentrowano się na znalezieniu odpowiedzi na trzy kolejne (od trzeciego do piątego) pytania postawione w podrozdziale „Cel pracy”, a skonkretyzowane w postaci wcześniej odkrytych ograniczeń. Zostały w niej przedstawione propozycje nowych rozwiązań dla wybranych zagadnień, umożliwiających wzajemne połączenie różnych typów konstrukcji drewnianych, w celu zapewnienia ich pracy bliższej optymalnej – tak by mogły w większym stopniu odpowiadać oczekiwaniom inwestorów i użytkowników, znajdując szersze zastosowanie. Temu zakresowi poświęcono rozdział „Propozycja hybrydowej drewnianej konstrukcji z drewna masywnego i lekkich paneli szkieletowych”**

Jako pierwsze, zostały poddane analizie stropy drewniane, homogeniczne i hybrydowe, w układach o dwóch siatkach modularnych (8,1 i 5,4 m) – w rozdziałach odpowiednio:

- „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 8,1 x 8,1 m”,
- „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 5,4 x 5,4 m”.

Najpierw stworzono zestaw warunków ograniczających, odwzorowując wymagania stawiane konstrukcjom właściwym dla budynków biurowych („Założenia ogólne kontekstu projektowego analizy”). Następnie przeanalizowano szereg rozwiązań, w sumie 10 wariantów - zarówno stosowane systemy homogeniczne, jak i nowe, proponowane systemy hybrydowe. **Następnie poddano je krytycznej ocenie, finalnie przedstawiając potencjał rzeczywistego zastosowania.**

W dalszej kolejności, w rozdziale „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań – hybrydowy drewniany rdzeń usztywniający”) zaproponowano nowy, hybrydowy drewniany system, umożliwiający ukształtowanie rdzenia usztywniającego konstrukcję o kondygnacji otwartej, wolnej od zakłóceń w postaci przegród. Ponownie posłużono się zestawem warunków, odzwierciedlających wymagania stawiane tego typu elementom w budynkach biurowych. Sprawdzone szesnaście wariantów rozwiązania i poddano krytycznej ocenie możliwości jego wykorzystania w wariantach ocenionych jako najbardziej obiecujące.

¹ Zgodnie z raportem Głównego Urzędu Statystycznego *Budownictwo w 2022 r.* wydanym w marcu 2023 roku w dominującym segmencie, budynków mieszkalnych, spośród 112 264 budynków oddanych do użytkowania w 2022 roku, zaledwie 1 261 (1,1 %) stanowiły budynki o konstrukcji drewnianej.

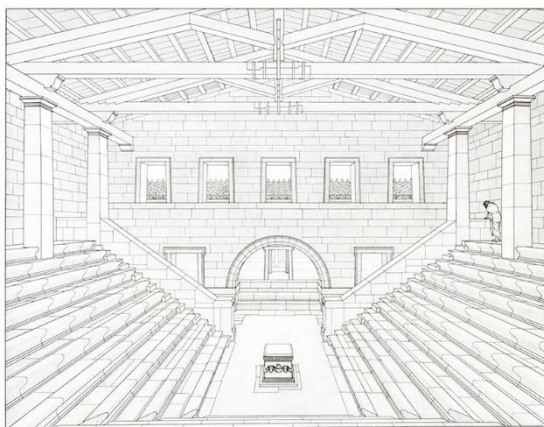
Proponowane rozwiązania zostały poddane analizie z wykorzystaniem metod normowych, literaturowych, a także obliczeniom z zastosowaniem Metody Elementów Skończonych. W efekcie umożliwiło to ich ocenę i wskazało przestrzenie zastosowania, jednocześnie proponując nowe kierunki rozwoju i możliwości dalszych badań, co zawiera ostatni rozdział – „Podsumowanie, wnioski, kierunki dalszych badań”.

3 Podstawa pracy - materiał, używane pojęcia i typologie

3.1 Konstrukcje drewniane do ery współczesnego budownictwa

Właściwe uszeregowanie wiedzy, dotyczącej nowoczesnych technologii budownictwa drewnianego, materiałów i systemów w nich stosowanych, wymaga przedstawienia jego źródeł – tradycyjnych konstrukcji drewnianych, ich kształtów i funkcji, które spełniały, przyczyn wzrostów jak i spadków popularności jego stosowania. Drewno zawsze znajdowało się w grupie najpowszechniej stosowanych materiałów budowlanych. Pierwotne ludzkie schronienia nie były kamienne, a gliniane, z użyciem plecionki i drewna – już od społeczności zbieracko-łowieckich, których osady datuje się nawet na 10 000 lat przed naszą erą [Jones, 2015]. Powszechnie stosowano je w neolitycznym Egipcie, cywilizacjach minojskich i mykeńskich, starożytnej Grecji. Jak prawidłowo budować z drewna radził Witruwiusz w I wieku przed naszą erą [Mayo, 2015].

Wiemy, że belki drewniane, związane łącznikami mechanicznymi, tworzyły bardziej złożone konstrukcje, ruszty i kratownice – Boulterion (Rysunek 1), siedziba rady w greckiego Priene, osiągał 15 metrów rozpiętości dachu. Podobne przykłady znajdujemy w Bazylice Św. Piotra i Pawła w Rzymie, tamtejszym Pałacu Domicjana, bazylice w Trierze. Dowody stosowania układów drewnianych znajdujemy nie tylko w Europie, ale także w Afryce i Azji Wschodniej [Schweitzer, 2004; Salvadori, 2021].

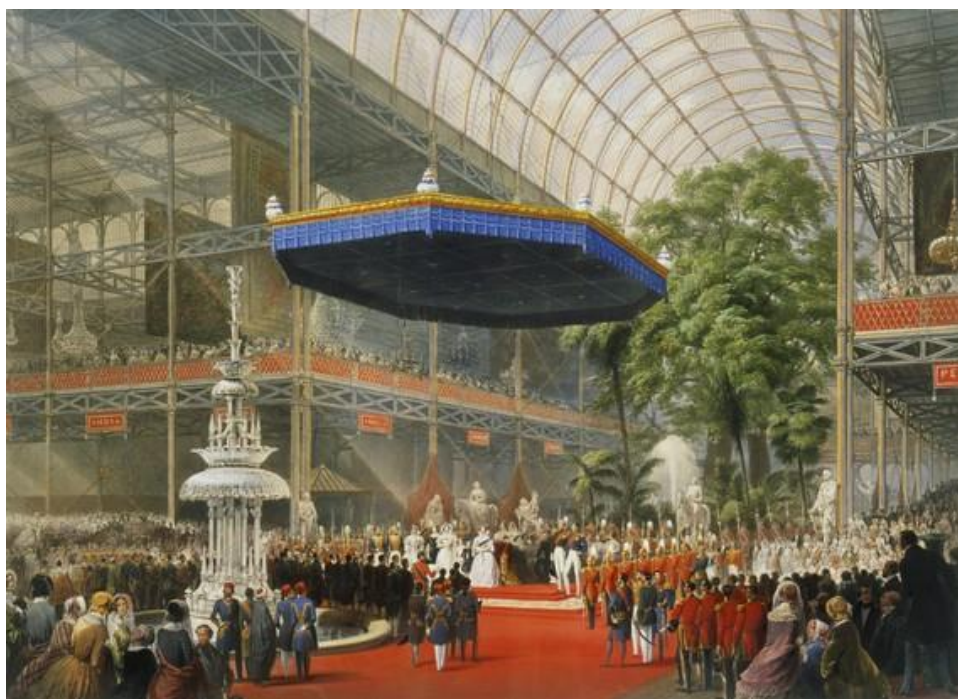


Rysunek 1 - Odtworzenie wyglądu wnętrza Boulterionu w Priene [Krieschen, 1941].

Wspomniana popularność zaczęła jednak maleć w miarę zbliżania się do czasów nowożytnych. Momentami, które w zasadniczy sposób wpłynęły na spadek rozpowszechnienia drewna były pożary. Wielki Pożar Londynu z 1666 strawił 2/3 miasta, w większości zbudowanego drewna i sprawił, że odbudowa oparła się głównie na materiałach murowych i kamieniu. Podobne efekty przyniósł pożar Chicago z 1871 r.

Jednak prawdziwe zagrożenie dla popularności zastosowania drewna przyszło ze strony nowoczesnych alternatyw – betonu i stali. Beton nie gnił w styczności z gruntem i wodą, masywne elementy cechowały się wysoką sztywnością, stal pozwalała na lekkie konstrukcje o dużych rozpiętościach. Nowe materiały upowszechniały się w niezwykle szybkim tempie, a znaczenie drewna malało.

Jeden z europejskich obiektów stał się symbolem budownictwa drewnianego jako jego sukcesu, a zarazem upadku – budynek ekspozycyjny Crystal Palace w Londynie [Schweitzer, 2004]. Jego budowa zakończyła się w 1851 i stanowiła kulminację rozwoju ówczesnej myśli technicznej. Oprócz imponujących ram i kratownic stalowych kształtujących przestrzenie, przeszklone pomieszczenia, użytkownicy mogli podziwiać wybitne reprezentacje myśli konstrukcyjnej z zakresu budownictwa drewnianego – drewniane belki ze ściągamy stalowymi, łagodne łuki z giętych desek (Rysunek 2). Żywot Pałacu Kryształowego zakończył w 1936 roku pożar. Jego przyczyną w znaczącej części stały się deski podłogowe - drewniane, bardzo wyschnięte, wyeksponowane – idealne paliwo dla ognia.



Rysunek 2 - Obraz "Queen Victoria opens the Great Exhibition in The Crystal Palace in Hyde Park", autor: Louis Haghe.

Zbiegło się to z marginalizacją drewna w erze przemysłowej, zdominowanej przez stal, beton i szkło. Stały się one coraz łatwiej dostępne. Jednocześnie były wolne od negatywnych aspektów budownictwa drewnianego:

- spadku zalesienia w Europie o 70%, a więc ograniczenia surowca w oczekiwanej ilości i jakości,

- ograniczeń gabarytowych związanych z rozmiarami kłody, a także trudnościami z kształtowaniem połączeń, mogących niwelować te ograniczenia,

- niejednorodności materiału, związanej z cechami jego naturalnego przyrostu.

Od konstrukcji oczekiwano bezpieczeństwa i niezawodności niezależnie od panujących warunków, a kilkunastometrowe rozpiętości przestały być wystarczające [Green i in., 2017]. W efekcie drewna zaczęto używać wyłącznie do konstrukcji z zamierzenia nietrwałych i tanich, a w obiektach wczesnego modernizmu, w pierwszej połowie XX wieku, drewno to głównie elementy elewacyjne i wykończeniowe lub ciesielskie konstrukcje dachowe.

Drewno wydawało się materiałem przestarzałym, jednak nieustannie dążono do zniwelowania niedogodności, jakie powodowało stosowanie drewna jako materiału budowlanego. Choć znaczną poprawę spowodował system selekcji i certyfikacji surowca, pozwalający na wykorzystywanie do celów konstrukcyjnych wyłącznie drewna o określonej wytrzymałości², to inne ograniczenia nadal były dominujące. Rozwiązania upatrywano w łączeniu pojedynczych elementów drewnianych w elementy większe, złożone, wielogłęziowe. Takie, z których można by usunąć fragmenty wadliwe, osłabiające belkę lub przewidzieć ich występowanie, a nawet umiejscowić tam, gdzie element nie wymaga znaczącej nośności. Efektem tych działań był rozwój materiałów powstałych na bazie drewna, inżynieryjnie zmodyfikowanych (z użyciem mechanicznej obróbki, środków fizykochemicznych) [Worthington, 2005], spośród których największe znaczenie zdobyły: drewno klejone warstwowo (pierwsze udokumentowane użycie w latach 60. XIX wieku, opatentowane przez Otto Hetzera w 1906 roku [Rug, 1994]), płyta OSB z wiórów drewnianych wynaleziona w latach 60-tych (XX wieku), belki i płyty z forniru (LVL) stworzone na przełomie lat 60-tych i 70-tych, drewno klejone krzyżowo – obecne w budownictwie od schyłku XX wieku.

3.2 Współczesne konstrukcyjne materiały drewniane i drewnopochodne

Konstrukcje lub elementy konstrukcyjne drewniane były do niedawna kojarzone głównie z belkowymi elementami z drewna litego czy powierzchniową warstwą deskowania. Jednak dzisiejsze drewniane i drewnopochodne materiały konstrukcyjne to znacznie więcej niż kantówki i legary, a ich zastosowanie nie ogranicza się do więźb dachowych czy stropów w strukturach rekonstruowanych.

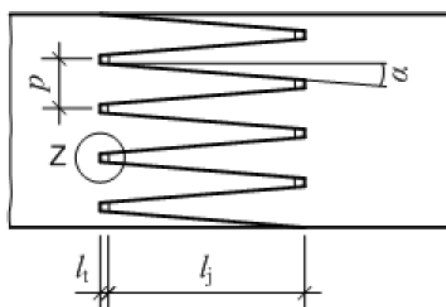
² Obecnie standardowo stosuje się w budownictwie drewno o klasach C20 i C24, a więc charakterystycznej wytrzymałości na zginanie równej odpowiednio 20 i 24 MPa, natomiast przed wiekiem *Przepisy dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym* zatwierdzone przez Ministra Robót Publicznych we wrześniu 1927 roku nie pozwalały dla drewna suchego (o wilgotności mniejszej niż 15%) miękkiego przyjmować naprężeń dopuszczalnych na zginanie większych niż 100 kg/cm², a więc ok. 10 MPa.

Katalog obecnie dostępnych materiałów jest niezwykle szeroki, a jednostki naukowe i przedsiębiorstwa przemysłowe nieustannie pracują nad ich doskonaleniem lub uzyskaniem nowych produktów o unikatowych właściwościach. By zobrazować ich różnorodność, należy przedstawić te najszerzej stosowane – na tyle popularne, że ich właściwości, a także sposoby wytwarzania i badania stały się przedmiotami europejskich norm zharmonizowanych. Oznacza to, że są opisane szeregiem zasad i reguł wspólnych dla wszystkich producentów. Materiały mniej popularne, typowe dla jednego lub kilku producentów, o cechach bardziej zindywidualizowanych, produkuje się raczej na podstawie aprobat technicznych, często będących własnością jednego przedsiębiorstwa.

Poniżej wymieniono dominujące ilościowo (w opinii autora) współczesne konstrukcyjne materiały drewniane i drewnopochodne, których większość zostanie uwzględniona w dalszej części niniejszej pracy przy okazji omawiania elementów i konstrukcji hybrydowych, których składowymi się stały. Wszystkie są przedmiotami norm zharmonizowanych.

Konstrukcyjne drewno na złącza klinowe (dalej nazywane w niniejszej pracy KDZK, ang. structural finger jointed timber, w Polsce często popularnie znane z niemieckiego skrótu słowa Konstruktionsvollholz – KVH) - jest to jednolite w przekroju drewno o przeznaczeniu konstrukcyjnym, którego cechą charakterystyczną są złącza klinowe (ang. fingerjoints, Fotografia 1

Rysunek 3) - połączenia wykonywane między elementami na długości, dzięki którym taki element, choć wymiary przekrojowe ma ograniczone podobnie jak drewno lite, to jednak nie ma ograniczeń długościowych innych niż transportowe (długość handlowa to najczęściej 13 m, a typowa klasa wytrzymałości to C24).



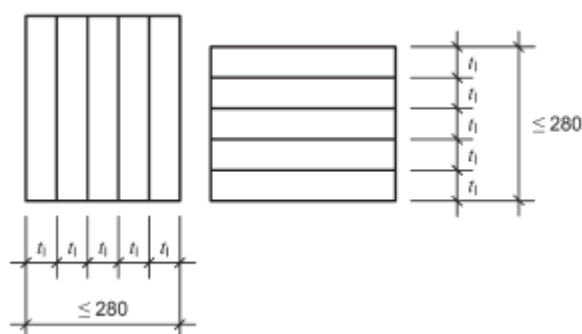
Rysunek 3 - Złącze klinowe z oznaczonymi głównymi wymiarami geometrycznymi [PN-EN 14080].



Fotografia 1- Połączenie na złącze klinowe.

Ze względu na ograniczenia w dostępnym surowcu drzewnym, standardowo dostępne są przekroje o szerokościach 45, 50, 60, 80 mm, rzadziej 100-140 mm, natomiast wysokości zazwyczaj nie przekraczają 240 mm, choć niekiedy spotyka się do 280 mm.

Sklejone drewno lite (ang. glued solid timber, o nazwach handlowych Duo, Trio, Quattro, BaSH, Fotografia 2) to zgodnie z definicją *“konstrukcyjny element drewniany o maksymalnym wymiarze przekroju poprzecznego nieprzekraczającym 280 mm, wykonany przez sklejenie dwóch do pięciu zasadniczo równoległych lameli, posiadających tę samą klasę wytrzymałości lub klasę wytrzymałości według specyfikacji producenta, a końcowa grubość lameli jest większa niż 45 mm i mniejsza/równa 85 mm”* (Rysunek 4) [PN-EN 14080]. W rzeczywistości oznacza to belki z elementów KDZK (opisanych w p. 1) sklejonych bocznie dominującymi wymiarowo powierzchniami, by finalnie stworzyć przekroje o większych szerokościach.



Rysunek 4 - Budowa przekroju elementu sklejonego drewna litego, składającego się z warstw z KDZK (t_1) [PN-EN 14080].

Typowe długości handlowe wynikające głównie ze względów transportowych dwóch powyższych typów elementów wynoszą 13 m. Podobnie jak w przypadku KDZK

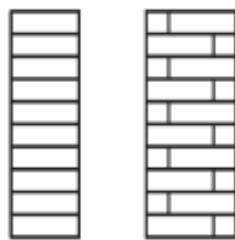
wytrzymałość konstrukcyjną opisuje się zgodnie z typizacją właściwą dla drewna litego (np. C16, C20, C24).



Fotografia 2 - Belka z trzech (Trio, po lewej stronie) i dwóch warstw KDZK [Hasslacher].

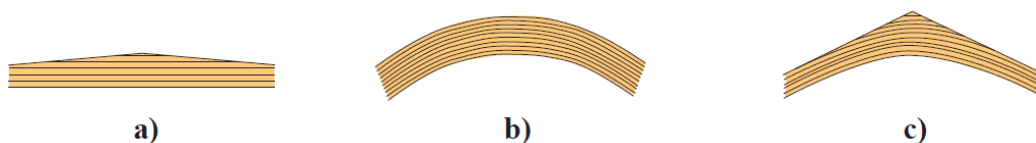
Drewno klejone warstwowo (dalej: DKW, ang. *glued laminated timber*, zwyczajowo glulam lub skrótowo z niemieckiego Brettschichtholz – BSH) to elementy sklejone z desek tarcicznych łączonych na długości za pomocą złączy klinowych, tworzących tzw. lamele, ułożonych płasko na dominującej wymiarowo powierzchni i klejone tymi powierzchniami, by stworzyć znaczne wysokości finalnego przekroju. Norma definiuje je w sposób następujący: *“konstrukcyjny element drewniany utworzony z minimum dwóch zasadniczo równoległych lameli, które mogą składać się z jednej deski lub dwóch desek obok siebie, posiadających grubość końcową od 6 mm do 45 mm”* [PN-EN 14080].

Dostępność tarcicy umożliwia uzyskanie lameli o szerokości standardowo do 200, rzadziej do 240 mm. Jednak by umożliwić wytwarzanie finalnych produktów o przekrojach szerszych, dopuszcza się klejenie „mijkowe” – kolejne warstwy składają się z dwóch lameli stykających się powierzchniami odpowiadającymi mniejszym wymiarom przekrojów, natomiast miejsca styku w każdej kolejnej warstwie ułożone są naprzemiennie – symetrycznie względem warstwy poprzedzającej. W takim przypadku ograniczeniem szerokości belki z DKW staje się rozmiar strugarki w zakładzie produkcyjnym, a elementy, jakie się uzyskuje, mają do 280 czy, niekiedy, 300 mm szerokości. Wówczas przekrój o szerokości 300 mm składa się z warstw lameli o różnych szerokościach, np. 120 + 180 mm, ułożonych naprzemiennie (Rysunek 5).



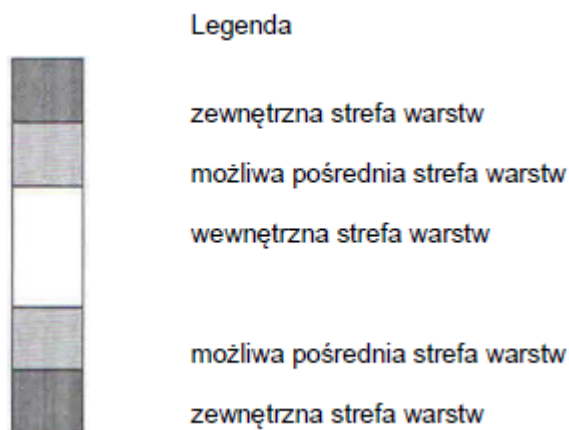
Rysunek 5 - Budowa przekroju elementu z DKW, po prawej ułożenie lamel „w miankę” [PN-EN 14080].

W standardowej sprzedaży oferuje się elementy o wymiarach maksymalnych 0,2 x 1,2 x 13 m (szerokość x wysokość x długość), natomiast w Europie istnieje szereg producentów oferujących bardziej zindywidualizowany proces wytwarzania, a w efekcie belki większe, o zmiennych na długości elementu wysokościach przekrojów, a także krzywoliniowe. Umiejscowiony w Cierpicach pod Toruniem zakład Andrewex Construction oferuje elementy z DKW o wymiarach do 0,3 x 2,5 x 40 m, z możliwością gięcia zgodnie z [PN-EN 14080] (a więc o promieniu nie mniejszym niż dwustukrotność grubości pojedynczej składowej lameli) oraz wyklejania zmiennych przekrojów (Rysunek 6, Fotografia 3).

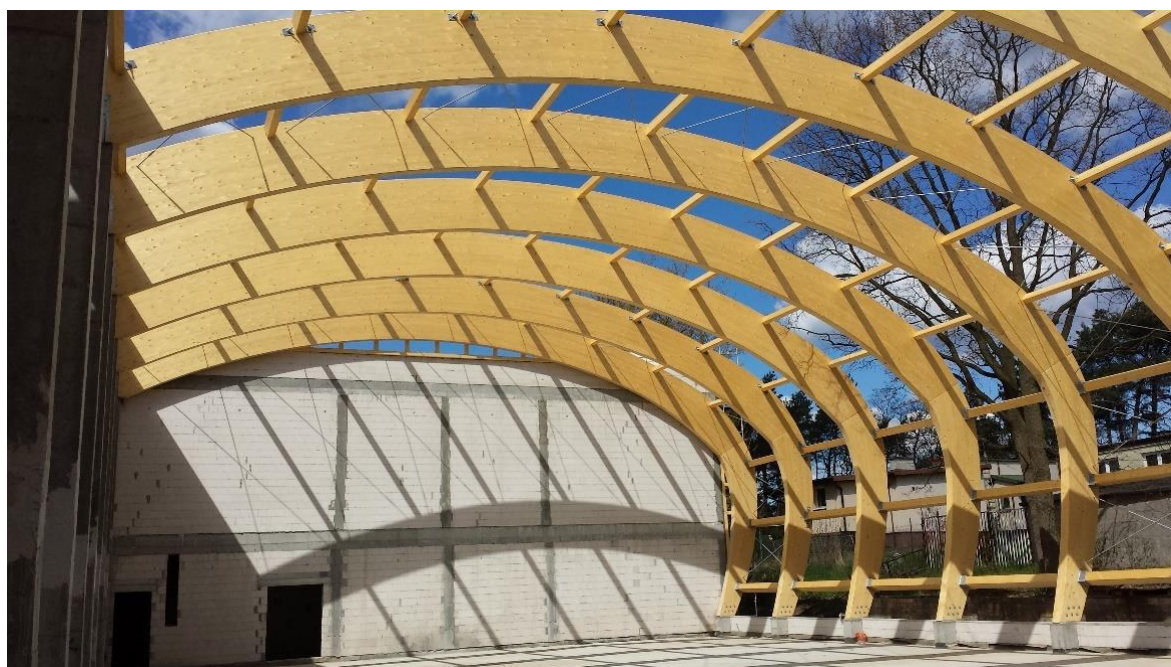


Rysunek 6 - Elementy z DKW: a - "dwutrapez" (o przekroju zmiennym na długości), b - łukowy o stałym przekroju, c- "bumerang" (łukowy o przekroju zmiennym na długości) [Borgstrom, 2016].

Drewno klejone warstwowo produkuje się w klasach wytrzymałościowych odmiennych od wspomnianych wyżej. W przypadku, gdy wszystkie lamele, z których składa się dany element, są w tej samej klasie wytrzymałości (np. T14, T18, T21), mówimy o belce homogenicznej lub jednolitej, co znajduje swoje odzwierciedlenie w ostatnim symbolu użytym w nazwie klasy – „h”. Jeśli element składa się z zestawu lameli o wyższej klasie wytrzymałości (umiejscowionych w strefach zewnętrznych, największych naprężeń normalnych w typowym elemencie zginanym) oraz takich o klasie niższej (bliżej osi obojętnej), klasę finalnej belki określa się jako „c” (kombinowaną, Rysunek 7). Stąd element opisany jako GL28h jest to element z drewna klejonego warstwowo („GL”) o wytrzymałości na zginanie równej 28 MPa, homogeniczny.

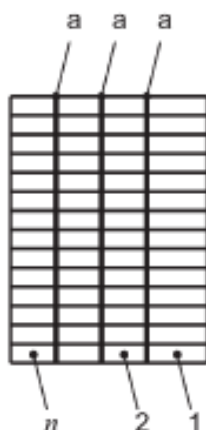


Rysunek 7 - Podział przekroju elementu z DKW ze względu na warstwy, do których przypisane są lamele danych klas [PN-EN 14080].



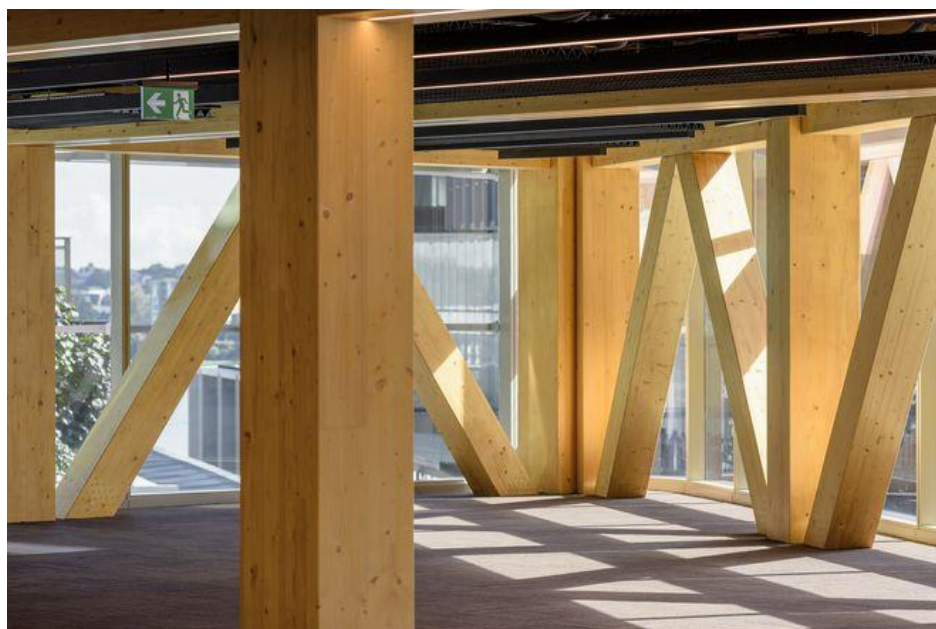
Fotografia 3 - Hala sportowa w Łomiankach - główny układ konstrukcyjny z DKW: słupy łukowe o zmiennym przekroju połączone sztywno z ryglami łukowymi o stałym przekroju. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Drewno klejone blokowo (ang. *block glued timber*) wytwarza się w przypadku, gdy szerokość wyżej opisanych elementów jest niewystarczająca. Wówczas dwie lub więcej belek z DKW klei się do siebie powierzchniami bocznymi. Zgodnie z normą powstaje “*element konstrukcyjny o pełnym przekroju prostokątnym, składającym się z dwóch lub więcej komponentów z drewna klejonego warstwowo, sklejonych przy użyciu kleju wypełniającego spoiny*” (Rysunek 8)[PN-EN 14080].



Rysunek 8 - Przekrój elementu z drewna klejonego blokowo, w którym oznaczone są spoiny między składowymi (a) oraz poszczególne składowe elementy z DKW (1, 2, n) [PN-EN 14080].

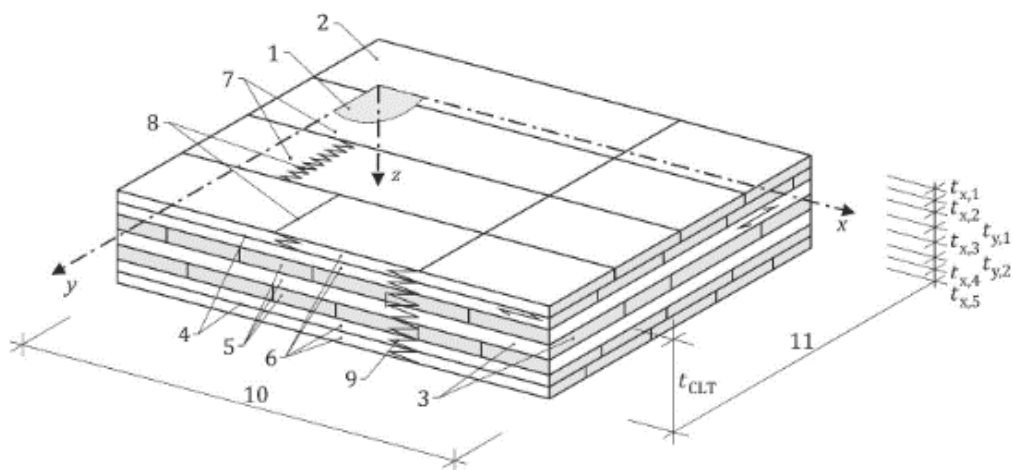
Jest to technologia stosunkowo mało rozpowszechniona ze względu na koszty związane z komplikacją procesu produkcyjnego, jednak często konieczna w przypadku wielokondygnacyjnego budownictwa użyteczności publicznej o funkcjonalności wymagającej otwarcia znacznych przestrzeni na poszczególnych piętrach (Fotografia 4). Wówczas standardowe przekroje z DKW okazują się niewystarczające, by przenieść znaczne siły ściskające w słupach kondygnacji najbliższych gruntowi lub gdy konieczne jest zastosowanie belek stropowych o niskich przekrojach, by wysokość konstrukcyjnej warstwy stropów nie spowodowała konieczności nieracjonalnego podwyższenia budynku jako całości.



Fotografia 4 - Słupy i zastrzały z drewna klejonego blokowo w International House w Sydney [Hess].

Opisane materiały znajdują w głównym stopniu zastosowanie jako elementy liniowe, prętowe³, dlatego coraz większą popularność zdobywa materiał, którego budowa umożliwia kształtowanie elementów płytowych, których właściwości umożliwiają dwukierunkową pracę. Mowa o **drewnie klejonym krzyżowo** (dalej: DKK, ang. *cross laminated timber*, skąd powszechnie znane jest jako CLT, a w nomenklaturze opisują je także określenia X-Lam i skrót BSP od niemieckiego *Brettsperholz*).

Budowę DKK definiuje następująco projekt Eurokodu 5: *“Klejony drewniany produkt konstrukcyjny, złożony z co najmniej trzech warstw połączonych górną płaszczyzną, które tworzą drewniane lamele konstrukcyjne i mogą tworzyć panele drewnopochodne, z co najmniej jedną warstwą obróconą ortogonalnie względem dwóch przylegających.”* (Rysunek 9) [prEN 1995-1-1]. Naprzemienne układanie warstw z klejonych na długości desek tarcicznych sprawia, że możliwe staje się produkowanie elementu nie belkowego a płytowego - o dwóch wymiarach (szerokości i długości) zdecydowanie większych od trzeciego (wysokości, w tym wypadku zwanej grubością). Co więcej, układ włókien w poszczególnych warstwach jest naprzemienny (Fotografia 5), co sprawia, że możliwe jest uzyskanie niezerowego modułu sprężystości w kierunku wzdłużnym i poprzecznym, a w efekcie nośność na zginanie z płaszczyzny elementu wzdłużnie i poprzecznie do jego głównej osi.



Rysunek 9 - Siedmiowarstwowa (ang. 7-ply) płyta z DKK, dla której wskazano grubość elementu (t_{CLT}) oraz poszczególne warstwy (wzdłużne t_x i poprzeczne t_y), a także złącze klinowe wykorzystane do połączenia desek tarcicznych na długości (9) [prEN 1995-1-1].

Chociaż produkcja DKK została objęta normą zharmonizowaną [PN-EN 16351], to jednak zgodnie z wiedzą autora wszyscy najwięksi producenci materiału⁴ posługują się

³ Należy wspomnieć, że mogą być składowymi elementami powierzchniowymi (stropów, ścian) jako belki szkieletu ścian szkieletowych, a nawet – w przypadku drewna klejonego warstwowo, same mogą stać się nośnymi płytami ściennymi lub stropowymi.

⁴ Stora Enso, Binderholz, KLH, Mayr Melnhof, Pfeifer, Hasslacher.

własnymi Europejskimi Aprobatami Technicznymi. W momencie pisania niniejszej pracy (czerwiec 2024) trwa uruchamianie i proces certyfikacji pierwszej w Polsce linii do produkcji DKK w przedsiębiorstwie Tartak Witkowscy.



Fotografia 5 - Płyta z pięciowarstwowego DKK [Mayr Melnhof].

Obecnie DKK jest materiałem stosunkowo drogim⁵ [Abed, 2022], jednak obszary jego zastosowania, a w efekcie wolumeny produkcyjne, dynamicznie rosną. Jest to spowodowane faktem, iż ze względu na swoje właściwości materiał może być zastosowany w różny sposób w szeregu układów konstrukcyjnych i kształtujących przegrody (ściany, stropy, Fotografia 6), pełniąc funkcje nośne (zarówno jako element zginany, ściskany, jak i usztywniający - przenoszący siły poziome), osłony przeciwpożarowej czy wręcz estetyczne (za dodatkową opłatą można zamówić płyty o warstwie zewnętrznej o podwyższonej jakości, ze specjalnie wyselekcjonowanego surowca, które nie wymagają wykończenia).

Producenci oferują płyty o różnej liczbie lameli i ich kierunku włókien na warstwie zewnętrznej (kierunek dominujący) o grubościach do 320 mm, standardowych szerokościach do 2,5 m i długości do 16 m, natomiast na zamówienie dostępne są też szerokości do 3,5 m i długości do 20 m.

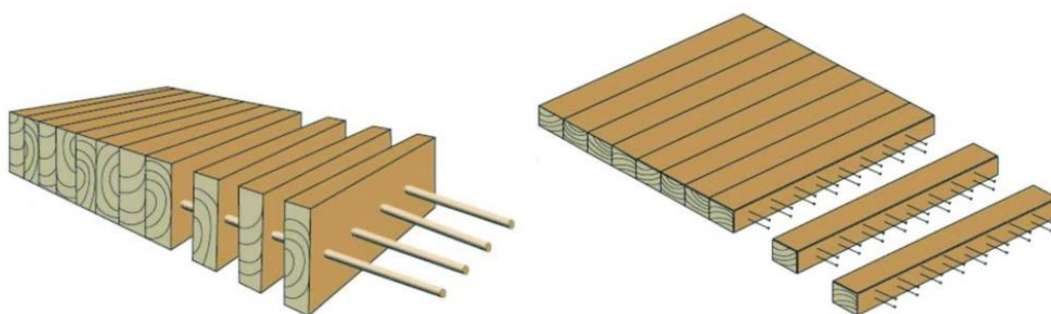


Fotografia 6 - Ściany i strop z DKK podczas montażu [Eugen Decker].

⁵ Zgodnie z wiedzą autora jest to ok. 10-20% więcej na jednostkę objętościową w stosunku do DKW.

Wśród materiałów tworzących elementy płytowe należy wyróżnić jeszcze **plyty z drewna litego** (ang. *solid wood panel*, znane pod postacią skrótu SWP). Produkowane na bazie normy [PN-EN 13986] składają się z trzech lub pięciu warstw ułożonych naprzemiennie pod względem kierunku włókien, tworząc cienkie elementy o grubościach do 60 mm i standardowych wymiarach 1,25 x 2,5 m (rzadziej do 2,5 x 6 m). Są to wymiary typowe dla płyt poszycia paneli ściennych i stropowych z lekkiego szkieletu drewnianego (dostosowane do rozstawu słupków/belek 41,3 i 62,5 cm), ponieważ dzięki wysokiej nośności na ścinanie stanowią wytrzymalszą alternatywę dla płyt drewnopochodnych o takiej funkcji, jak choćby opisywane dalej OSB.

Mniej popularnym uzupełnieniem zestawu materiałów tworzonych na bazie desek tarcicznych są te, w których chemiczne łączenie składowych za pomocą klejów zastąpiono łącznikami mechanicznymi, tj. **drewno warstwowe łączone na sworznie** (ang. *dowel laminated timber*) i **drewno warstwowe łączone na gwoździe** (ang. *nail laminated timber*, Rysunek 10). Mają one zastosowanie głównie jako jednokierunkowe elementy płytowe.



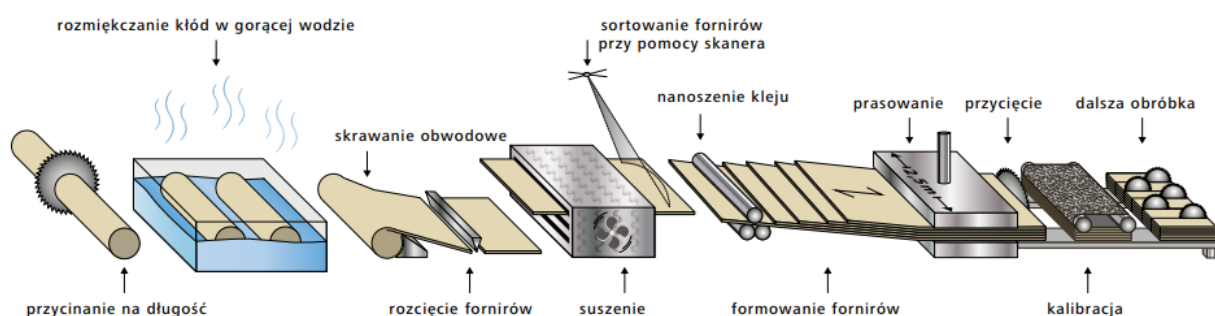
Rysunek 10 - Drewno warstwowe łączone na sworznie (po lewej) i drewno warstwowe łączone na gwoździe [Abed i in., 2022].

Wyżej opisane materiały na terenie Europy uzyskuje się głównie ze świerku i sosny, rzadziej innych gatunków drewna iglastego, jak modrzew lub liściastego, jak buk.

Kolejne przedstawione materiały nie należą już do grupy, której surowiec stanowi zbiór desek tarcicznych lub belek z drewna litego, ułożonych w specyficznej konfiguracji i chemicznie lub mechanicznie ze sobą połączonych. Są efektem dekonstrukcji drewna, poprzez rozwłóknienie lub skrawanie drewna, a następnie ponownego połączenia pod wpływem zadanego ciśnienia, temperatury i kleju. Dzięki temu można uzyskać materiały, które nie są uzależnione od naturalnych cech surowca, takich jak układ włókien czy gęstość.

Najbardziej popularnym materiałem tego typu jest niewątpliwie **fornir klejony warstwowo LVL** (ang. *laminated veneer lumber*, którego skrót wszedł do powszechnego użycia w tak dużym stopniu, że jest on używany także w krajowych normatywach

równorzędnie z nomenklaturą polską. Jest to materiał składający się z fornirów, minimum pięciu warstw kilkumilimetrowych (nie więcej niż 6 mm) płatów (arkuszy) zeskrawanego drewna o zasadniczo jednakowym kierunku włókien (Rysunek 11). Forniry po uformowaniu klei się ze sobą w większe elementy: belkowe (zazwyczaj gdy włókna fornirów są ułożone w jednym kierunku) i płytowe. LVL produkuje się na podstawie normy [PN-EN 14374] lub indywidualnych aprobat producentów.



Rysunek 11 - Fornir klejony warstwowo LVL - proces produkcyjny [Steico].

Tego typu proces umożliwia stworzenie elementów o wytrzymałościach znacznie przekraczających odpowiedniki z drewna o daleko mniejszym stopniu obróbki (Tabela 1). Dla poniższego porównania użyto klasy wytrzymałości materiału najbardziej powszechnego w budownictwie drewnianym dla elementów belkowych.

Tabela 1 - Porównanie właściwości drewna litego C24 [PN-EN 338], drewna klejonego warstwowo GL24h [PN-EN 14080] i forniru klejonego warstwowo LVL R 44 [Steico].

Właściwość	Drewno lite C24	Drewno klejone warstwowo GL24h	Fornir klejony warstwowo LVL R 44	LVL w stosunku do drewna litego C24	LVL w stosunku do DKK GL24h
Wytrzymałość na zginanie w N/mm^2	24,0	24,0	44,0	183%	183%
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien w N/mm^2	14,0	19,2	36,0	257%	188%
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien w N/mm^2	21,0	24,0	40,0	190%	167%
Wytrzymałość na ścinanie w N/mm^2	4,0	3,5	4,6	115%	131%

Moduł sprężystości wzdłuż włókien (wartość średnia) w N/mm²	11 000	11 500	14000	127%	122%
Gęstość średnia w kg/m³	420	420	550	131%	131%

Jak widać, wytrzymałości są znacznie wyższe, jednak przy doborze materiału należy brać także pod uwagę wyższy koszt forniru klejonego warstwowo LVL w stosunku do odpowiedników poddanych obróbce w mniejszym stopniu. Jednocześnie należy podkreślić stosunkowo niewielkie różnice w module sprężystości – właściwości często decydującej przy wymiarowaniu elementów głównie zginanych w formie belek swobodnie podpartych.

Ponadto zazwyczaj w konstrukcjach szkieletowych belki LVL wykorzystuje się w miejscach narażonych na utratę stałości wymiarowej przekroju drewna ze względu na zmiażdżenie przy znacznych naprężeniach ściskających w poprzek włókien – fornir klejony warstwowo postawiony na sztorc ma w takim wypadku wytrzymałość średnio trzykrotnie wyższą. Niewątpliwą zaletą tego materiału jest również względna stałość wymiarowa przy zmianach wilgotności.

Standardowo produkuje się fornir klejony warstwowo o grubości od 30 do 60, a nawet 90 mm, jednak elementy z LVL można także kleić ze sobą, uzyskując wielokrotności tego wymiaru aż do 600 mm (pod nazwą GLVL lub LVL G), a na potrzeby elementów płytowych stosując także naprzemienny układ włókien w kolejnych warstwach. Maksymalne szerokość i długość gotowego elementu to nawet 2,5x18 m.



Fotografia 7 - Od lewej: fornir klejony warstwowo LVL, wióry z ciętego forniru ułożone wzdłużnie PSL, warstwowe wióry drzewne LSL [Green i in. 2017].

Zdecydowanie rzadziej używanymi materiałami konstrukcyjnymi o zbliżonej budowie są **wióry z ciętego forniru ułożone wzdłużnie PSL** (ang. *parallel strand lumber*),

wykonywane najczęściej z topoli, czy **warstwowe wióry drzewne LSL** (ang. laminated strand lumber), produkowane z daglezi lub sosny.

Materiałem niewątpliwie ważnym, choćby ze względu na dominującą obecność w konstrukcjach z lekkiego szkieletu drewnianego, są **plyty o wiórach orientowanych** (Fotografia 8, ang. oriented strand boards, z czego wywodzi się skrót używany również w polskiej nomenklaturze normowej – **OSB**). Zgodnie z definicją z normy [PN-EN 300] – „*plyta wielowarstwowa wykonana z pasków wiórów drzewnych związanych klejem. Wióry w warstwach zewnętrznych są ukierunkowane równolegle do długości lub szerokości płyty. Wióry warstwy środkowej lub w warstwach środkowych mogą być ukierunkowane losowo lub ułożone zwykle pod kątem prostym do wiórów w warstwach zewnętrznych*”. Płyty te mają głównie zastosowanie jako warstwy poszyciowe dwuwymiarowych paneli z lekkiego szkieletu drewnianego (stropów, ścian), w związku z czym produkowane są przede wszystkim w arkuszach o wymiarach do tego celu dostosowanych: 1250 x 2500/2650/2800/3000 mm. Wytwarza się je głównie w grubościach 10, 12, 15, 18, 22 mm.

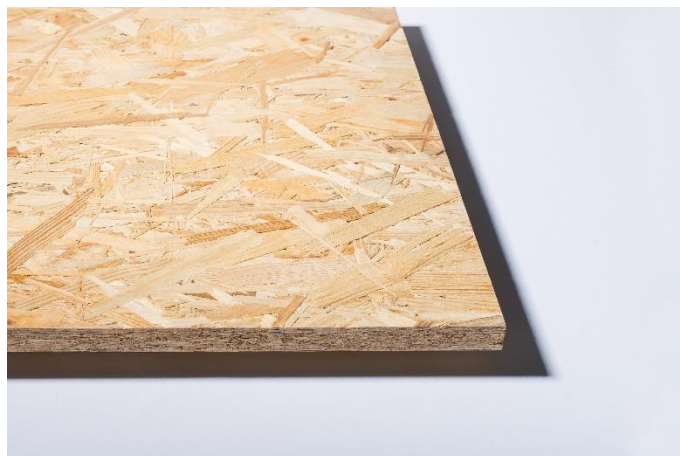
Służą do przenoszenia obciążeń prostopadłych do płaszczyzny płyty (należy pamiętać, że OSB ma charakter ortotropowy i różne wytrzymałości na zginanie oraz moduł sprężystości w kierunku wzdłużnym i poprzecznym), a także naprężenia styczne, dzięki czemu służą jako element usztywniający szkielet, a o sztywności danego elementu, czy też nośności na oddziaływanie w płaszczyźnie zgodnie z metodyką obliczeniową [PN-EN 1995-1-1] decyduje nośność połączeń (zszywek, gwoździ, wkrętów) między płytą OSB a elementami szkieletu. Dodatkowo płyty OSB różnicuje się w zależności od wymagań konstrukcyjnych (nośne i nienośne) oraz warunków środowiskowych, w których są stosowane:

- OSB/1 – płyty ogólnego stosowania nieprzenoszące obciążeń i płyty do wyposażenia wnętrz do użytkowania w warunkach suchych,
- OSB/2 – płyty przenoszące obciążenia do użytkowania w warunkach suchych,
- OSB/3 – płyty przenoszące obciążenia do użytkowania w warunkach wilgotnych,
- OSB/4 – płyty o podwyższonych właściwościach wytrzymałościowych.

Elementy płytowe o charakterze konstrukcyjnym wykonuje się także ze **sklejki** – płyty warstwowej sklejonej z nieparzystej liczby arkuszy forniru. Kierunek włókien w sąsiednich arkuszach jest wzajemnie prostopadły, a układ jest symetryczny względem arkusza stanowiącego środek sklejki [PN-EN 313-2]. Zastosowanie w budownictwie mają sklejki zarówno iglaste, jak i liściaste, zazwyczaj o grubościach 9, 12 i 15 mm.

Wszystkie opisane wyżej materiały można obliczać zgodnie z regułami właściwego Eurokodu [PN-EN 1995-1-1], jednak często jest to niewystarczające (np. brak podanej

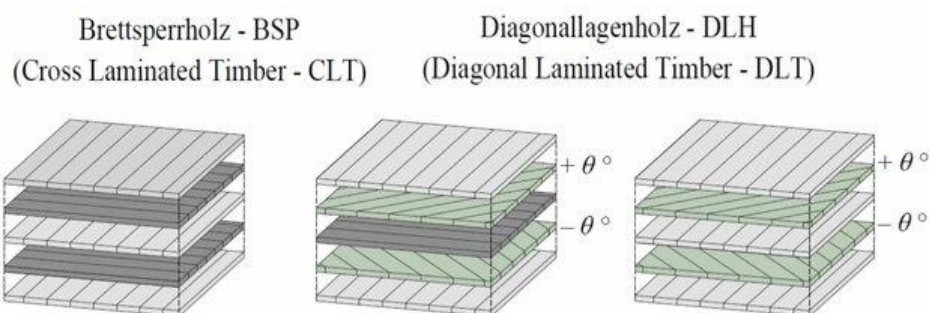
metodyki obliczania otworów lub przebicia), a wskazówkami dla projektantów służą załączniki krajowe normy i literatura.



Fotografia 8 - Płyta OSB/3 o gr. 12 mm [Kronospan].

W niniejszym zestawianiu pominięto materiały, które chociaż są szeroko stosowane w budownictwie, to jednak nie mają znaczenia konstrukcyjnego (np. płyty wiórowe) lub takie, których skład nie pozwala na zakwalifikowanie ich jako materiały drzewne lub drewnopochodne (np. płyty cementowo-włóknowe).

Należy wspomnieć, że przy rosnącej popularności naturalnych materiałów o zastosowaniach konstrukcyjnych, powyższe zestawienie nie ma charakteru zamkniętego. Nieustannie prowadzone są prace badawczo-rozwojowe badające możliwości wytwarzania nowych materiałów, czy też takiej modyfikacji istniejących, by uzyskać jeszcze lepsze właściwości i zapewnić szersze stosowanie, czego przykładem jest drewno klejone diagonalnie (Rysunek 12) [Arnold i in., 2023].



Rysunek 12 - Drewno klejone krzyżowo (po lewej) w porównaniu do drewna klejonego diagonalnie [Arnold i in., 2023].

3.3 Główne pojęcia, ich definicje i typologia

Obecnie brakuje literatury w sposób systemowy klasyfikującej konstrukcje drewniane pod względem układów konstrukcyjnych czy materiałów wykonania [Premrov i in., 2023],

choć podjęto nieliczne próby, biorąc pod uwagę także podziały z uwzględnieniem lokalizacji, funkcjonalności [Salvadori, 2021, 2023] czy cech geometrycznych, istotnych ze względów architektonicznych [Svatos-Raznjević i in., 2022]. W dalszej części pracy stosowane będą określenia, które do tej pory nie zostały zdefiniowane, a także takie, których używane definicje są niejednoznaczne czy wzajemnie sprzeczne. Dlatego, w celu uniknięcia braku klarowności, postanowiono wyselekcjonować pojęcia najbardziej kluczowe, zdefiniować je i używać dalej zgodnie z precyzyjną definicją. Niektóre z nich (drewno masywne, lekki szkielet drewniany, homogeniczny i hybrydowy element konstrukcyjny) zostały opisane przez autora niniejszej pracy we wcześniejszej publikacji [Brodniewicz, 2024].

3.3.1 Stabilność, stateczność, sztywność

Stabilność rozumiana jest jako równowaga między siłami zewnętrznymi czynnymi (oddziaływaniami) i biernymi (reakcjami), przy jednoczesnym zapewnieniu stateczności konstrukcji lub jej elementu, podczas gdy naprężenia i siły wewnętrzne występujące w konstrukcji lub jej elemencie nie przekraczają wytrzymałości i nośności. Obiekt stabilny nie jest mechanizmem.

Stateczność jest to stan równowagi konstrukcji lub jej elementu poddanej oddziaływaniom zewnętrznym, w którym po jej odchyleniu od położenia pierwotnego, dana konstrukcja lub jej element będzie wykazywał tendencję do powrotu do położenia pierwotnego. W skali globalnej (konstrukcji) odnosi się np. do zachowania stanu równowagi pod wpływem działania wiatru, natomiast w skali lokalnej np. do zachowania równowagi słupa poddanego ścisłaniu, które nie przekroczy nośności krytycznej, a więc nie ulegnie wyboczeniu giętnemu.

Sztywność jest związana z odpornością konstrukcji, jej elementu lub węzła na odkształcenia. Sztywność dążąca do nieskończoności to całkowity brak deformacji.

3.3.2 Drewno masywne

Zgodnie z wiedzą autora drewno masywne (ang. *mass timber*, *massive timber*), stanowiące jedną z podstawowych podstaw klasyfikacyjnych niniejszej pracy, nie zostało do tej pory jasno zdefiniowane. Dotychczasowe próby ustalenia znaczenia w literaturze anglojęzycznej polegały na przyporządkowaniu do niego drewnianych materiałów konstrukcyjnych, bez określania wyraźnych granic w postaci wymiarów minimalnych lub określając granice bardzo szeroko - poprzez sposób wytwarzania czy obróbki. W skład tego zbioru zaliczano np.:

- konstrukcyjne elementy klejone, np. DKK [Cook, 2020],

- produkty drzewne poddane obróbce inżynierskiej, np. DKK, DKW, sklejka masywna⁶ [Puetmann i in., 2021],

- produkty drzewne poddane obróbce inżynierskiej o przeznaczeniu konstrukcyjnym wykonane z drewna litego lub forniru na potrzeby wytworzenia wielkowymiarowych paneli, belek i słupów, np. DKK, drewno warstwowe łączone na sworznie, drewno warstwowe łączone na gwoździe, sklejka masywna [Connick i in., 2021],

- produkty drzewne poddane obróbce inżynierskiej cechujące się dużym rozmiarem przekroju poprzecznego, głównie zawierające grube produkty panelowe, ale także klejone warstwowo lub blokowo elementy liniowe [Harte, 2017],

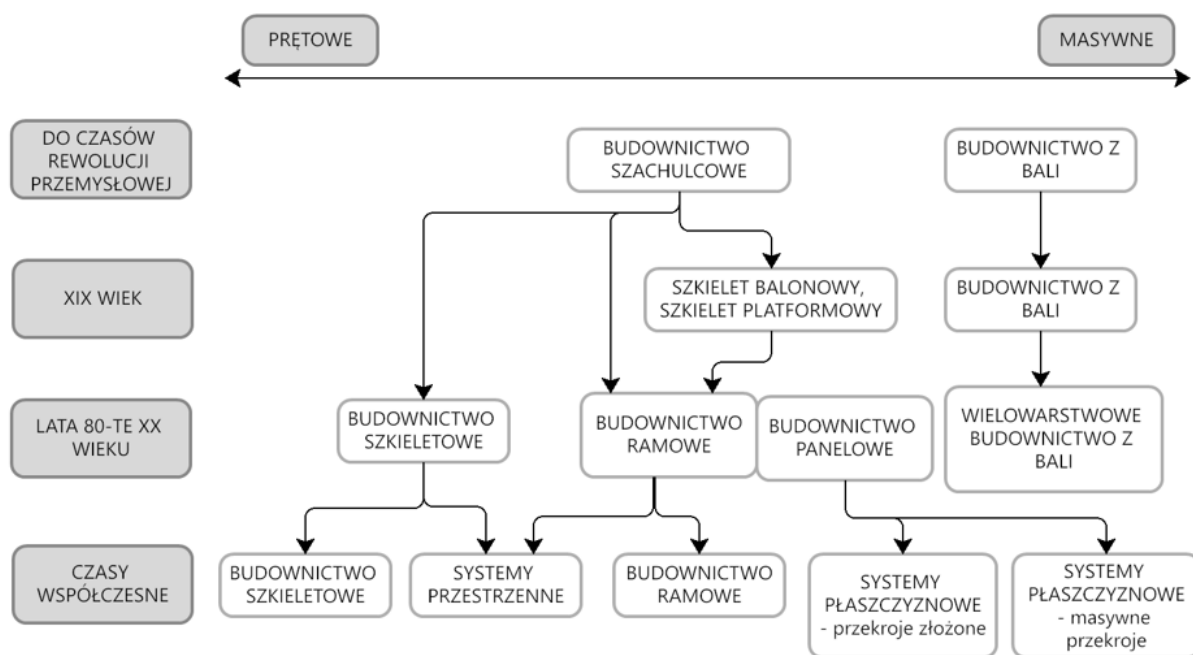
- masywne drzewne elementy płaszczyznowe lub ramowe, używane jako ściany, stropy, dachy, przegrody i elementy rdzenia budynku, np. DKW, konstrukcyjne drewno kompozytowe⁷, drewno warstwowe łączone na sworznie, drewno warstwowe łączone na gwoździe itp. [Smith i in., 2017],

- elementy wykonane z niewielkich desek lub warstw drewna połączonych by zwiększyć ich nośność oraz wykształtować elementy nośne, takie jak panele, belki i słupy (w tym: DKW, LVL, DKK) [Timber Typologies].

Natomiast znaczenia niemieckiego (*Massivholz*) można używać w tradycyjnym kontekście pełnych elementów z drewna litego nieograniczonym wyłącznie do elementów budowlanych [Bosshard, 1984], jednak obecnie częściej w kontekście zbliżonym do znanego z literatury anglojęzycznej – jako nowoczesnych systemów z drewna pełnego w postaci drewna klejonego warstwowo i krzyżowo, drewna łączonego na sworznie i gwoździe, ale także systemów bardziej tradycyjnych – jak systemy oparte na balach drewnianych [Studiengemeinschaft Holzleimbau, 2000, 1, 2, Rysunek 13; Baunetz Wissen],

⁶ W oryginale „*mass plywood*”.

⁷ W oryginale „*structural composite lumber*”, które odnosi się do forniru klejonego warstwowo LVL, wiórów z ciętego forniru ułożonego wzdłużnie PSL, warstwowych wiórów drzewnych LSL i płyt o wiórach ułożonych kierunkowo.



Rysunek 13 - Klasyfikacja systemów budownictwa drewnianego na podstawie [Studeingemeinschaft Holzleimbau 1-1-4, 2000].

Mając na uwadze powyższe oraz precyzując granice zbioru, w dalszej części pracy określenie **drewno masywne** będzie odnosić się do produktów z poddanego obróbce inżynierskiej (np. klejonego, wewnątrznie łączonego mechanicznie) drewna litego, forniru i wiórów drzewnych, które w efekcie posiadają właściwości mechaniczne lepsze niż substrat, eliminują lub zmniejszają znaczenie przynajmniej części niekorzystnych cech, wynikających z naturalnego charakteru drewna (obecność lub wielkość sęków, odchyłki kierunku włókien), a także zaliczają się do zbioru elementów wielkowymiarowych, a więc umożliwiających otrzymanie takich przekrojów poprzecznych, których nie udałooby się uzyskać z kłody bez poddania obróbce inżynierskiej – większych niż 280 mm⁸. Do tej grupy wliczają się następujące materiały: drewno klejone warstwowo, drewno klejone blokowo, drewno klejone krzyżowo, drewno warstwowe łączone na sworznie, drewno warstwowe łączone na gwoździe, fornir klejony warstwowo LVL.

Mimo iż nie spełniają powyższych wymagań dotyczących obróbki inżynierskiej, ze względu na ustandaryzowane przypisanie do grupy drewna masywnego w literaturze⁹, **zaliczono do nich także bale** [Studiengemeinschaft Holzleimbau, 2000, 1; Kolb, 2008;

⁸ Górna granica wymiaru przekroju poprzecznego dla standardowo dostępnych na rynku elementów z DKZK i sklejonego drewna litego.

⁹ Kryterium decydującym w literaturze było to, że tworzyło się z nich konstrukcyjne układy pełnościennie.

Premrov i in., 2023; Baunetz Wissen], elementy z obrobionych pni drzew, obecnie mające w nowoczesnym budownictwie niewielkie ilościowo znaczenie, używane głównie w budownictwie jednorodinnym, jedno- i dwukondygnacyjnym.

Obecnie cały czas prowadzi się badania analizujące możliwości przekroczenia kolejnych ograniczeń wymiarowych, które umożliwią zastosowanie drewna masywnego w budynkach wysokościowych, jak w przypadku projektowanej konstrukcji Oakwood Tower w Londynie. Analizowano tam zastosowanie elementów nazywanych megasłupami (2,5 x 2,5 m przekroju kwadratowego, czy L-kształtne 5 x 5 x 1,75 m), megadwuteownikami czy megakratownicami [Ramage i in., 2017].

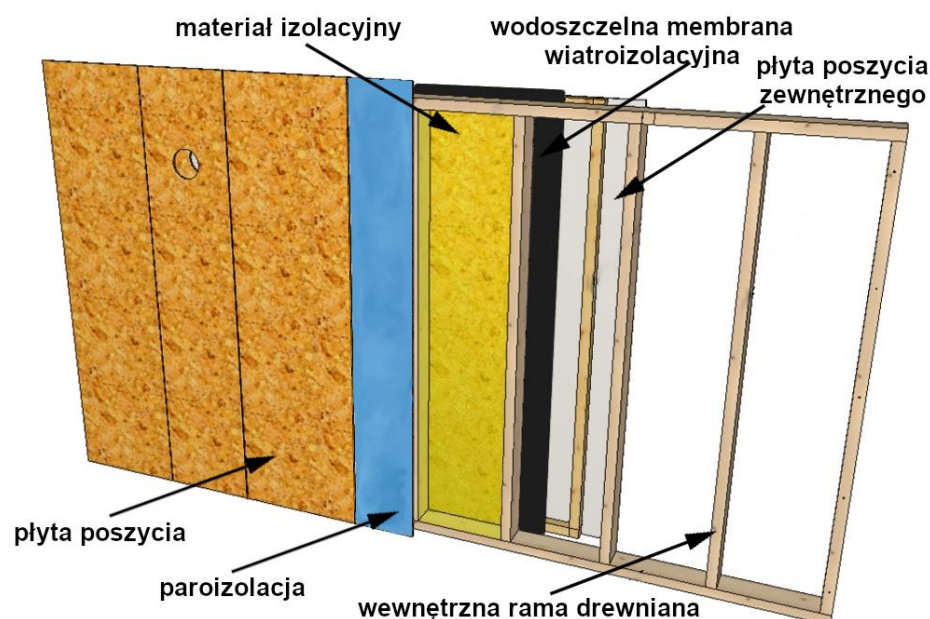
3.3.3 Lekki szkielet drewniany

Obecnie lekki szkielet drewniany (ang. *light frame timber*, *light wooden frame*, niem. *Holzrahmenbau*) to typ budownictwa opierający się na układach konstrukcyjnych składających się z wewnętrznej ramy z prętowych elementów drewnianych o niewielkim przekroju poprzecznym (np. 6x10, 6x16, 6x20 cm), poszytej jedno- lub obustronnie płytami konstrukcyjnymi (np. OSB, cementowo-włóknowymi) i niekonstrukcyjnymi (np. płyta gipsowo-kartonowa¹⁰). Rama składa się głównie z pionowych słupków, ograniczonych od góry i dołu poziomymi elementami – oczepek i podwaliną (Rysunek 14).

Słupki rozmieszczone są w niewielkich rozstawach, uzależnionych głównie od rozmiarów arkuszy płyt poszycia, standardowo produkowanych w szerokościach 1,25 m i długościach 2,5 m. Rozstawy są ilorazem tej wartości, przy dzielnikach 2 (62,5 cm) i 3 (41,7 cm). Służą do przenoszenia obciążeń pionowych oraz poziomych, prostopadłych do płaszczyzny ramy. Ze względu na wysoką podatność połączeń między elementami drewnianymi (gwoździe lub wkręty), samodzielna rama ma niską sztywność we własnej płaszczyźnie [Roszczyc, 2020]. Tą zapewnia dopiero poszycie – płyty połączone z belkami drewnianymi na ścinane łączniki trzpieniowe (zszywki, gwoździe, wkręty). Niekiedy, z racji funkcji wynikającej z przyjętego układu konstrukcyjnego, nie jest wymagane zapewnienie wysokiej sztywności danej ściany w jej płaszczyźnie – wówczas stosuje się obustronne poszycie z płyt niekonstrukcyjnych.

Przestrzenie między słupkami często wypełnia się materiałem mającym właściwości izolacyjne – termiczne i akustyczne (np. wełna mineralna, wełna drzewna, celuloza).

¹⁰ Należy zaznaczyć, że w pewnych przypadkach płyta gipsowo-kartonowa może zostać traktowana jako konstrukcyjna, jednak o znacznie mniejszej nośności niż płyty wskazane jako konstrukcyjne.



Rysunek 14 – Konstrukcja ściany z lekkiego szkieletu drewnianego [Brodniewicz, 2024].

W analogiczny sposób konstruowane są przegrody poziome – stropy międzykondygnacyjne i stropodachy.

Poprzednikami nowoczesnej konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego były lekkie konstrukcje drewniane słupowe (w których sztywność w płaszczyźnie zapewniało deskowanie) i ramowe (stężane diagonalnymi zastrzałami), takie jak konstrukcja szachulcowa (Fotografia 9) [Kolb, 2008].



Fotografia 9 - Budowa w konstrukcji szachulcowej..

Obecna technologia wywodzi się z Ameryki Północnej [Studiengemeinschaft Holzleimbau, 2000, 1], stąd często była w Polsce nazywana tzw. *szkieletem kanadyjskim*. Lekki szkielet drewniany tradycyjnie wykonywano bezpośrednio na budowie przez doświadczonych

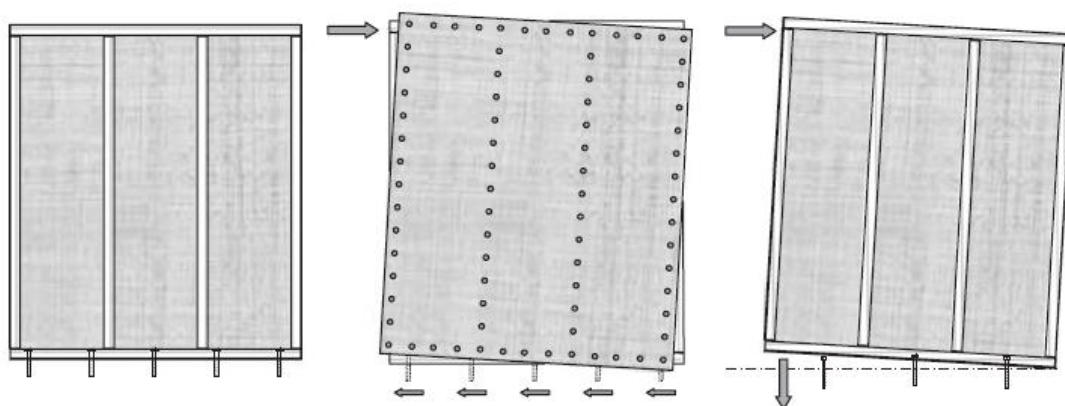
cieśli. Wraz z postępem technologicznym coraz większe znaczenie zyskała prefabrykacja – zarówno elementów dwuwymiarowych (paneli ściennych, stropowych) jak i tzw. modułów wolumetrycznych – trójwymiarowych zestawów, składających się z połączonych w zakładzie produkcyjnym elementów ściennych i stropowych, tworzących gotowy prostopadłościan [Kolb, 2008; Malesza i in., 2015], które szerzej opisano w dalszej części pracy.

3.3.4 Ściana usztywniająca (ang. *shear wall*)

Jest to pionowy dwuwymiarowy element konstrukcyjny o charakterze tarczowym, mający za zadanie zapewnienie stateczności konstrukcji poddanej oddziaływaniom poziomym: zewnętrznym (np. od obciążeń wiatrowych, sejsmicznych) i wewnętrznym (np. od siły równoważnej, będącej efektem zwichrzenia i wyboczenia), w postaci sił wewnętrznych równoległych do płaszczyzny ściany.

Ściana usztywniająca może być wykonana z różnego rodzaju materiałów: jako homogeniczna (np. samodzielna ściana w postaci płyty z drewna klejonego krzyżowo lub płyty stalowej [Reitherman, 2012]) lub złożona (jako układ współpracujących elementów, jak ściana żelbetowa, ściana z lekkiego szkieletu drewnianego [Porteous i in., 2007]). Zasady konstruowania oraz analizy ścian usztywniających z lekkiego szkieletu drewnianego opisuje norma [PN-EN 1995-1-1] w rozdziale 9.2.4 „Przepony ścienne”.

Ściany usztywniające w konstrukcji drewnianej charakteryzują się pracą jako sztywna tarcza, która musi być zamocowana w sposób uniemożliwiający jej przesunięcie oraz obrót (Rysunek 15).



Rysunek 15 - Od lewej: ściana usztywniająca z lekkiego szkieletu drewnianego, przesunięcie i obrót [Porteous i in., 2007].

3.3.5 Panel

Dwuwymiarowy prefabrykowany element konstrukcyjny, przygotowany w zakładzie prefabrykacji lub na budowie przed wbudowaniem we właściwą lokalizację

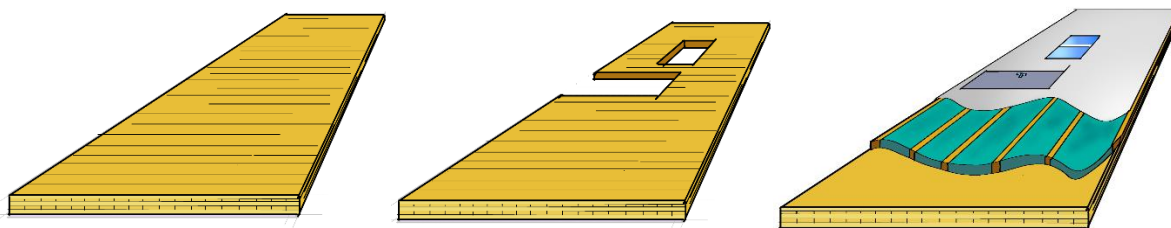
w taki sposób, że stanowi on integralny element pod względem konstrukcyjnym, jednak, zamontowany zgodnie z przeznaczeniem oraz połączony z innymi elementami konstrukcyjnymi danego obiektu, będzie pracował w sposób założony dla konstrukcji jako całości. Pojedynczy panel lub zestaw połączonych paneli mogą tworzyć układy nośne i przegrody – ściany, stropy, stropodachy itp.

Panelem jest np. żelbetowa płyta kanałowa, płyta z drewna klejonego krzyżowo, prefabrykat z lekkiego szkieletu drewnianego (Fotografia 10).



*Fotografia 10 - Panel stropowy podczas podnoszenia na stole montażowym w zakładzie prefabrykacji.
Źródło: materiały Andrewex Construction.*

Panele z lekkiego szkieletu często wykonuje się w znaczącej części jako prefabrykowane nie tylko konstrukcyjnie – jako zbity szkielet drewniany z poszyciem i wypełnieniem izolacją (Fotografia 11). Natomiast panele z DKK zazwyczaj produkuje się wyłącznie wykonując obróbki, choć czasem stosuje się także prefabrykację bardziej zaawansowaną, zamocowanie w zakładzie produkcyjnym dodatkowego opłytywania (np. płyt gipsowo-kartonowych), warstwy izolacji cieplnej i akustycznej czy stolarki (Rysunek 16).



Rysunek 16 - Panele z DKK o różnych stopniach prefabrykacji, od lewej: bez obróbek, z obróbkami, z izolacją, opłytywaniem i stolarką.

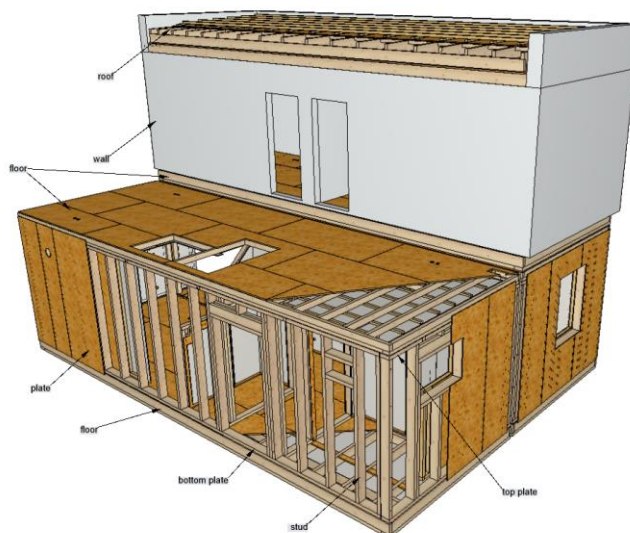
Historycznie układy panelowe drewniane były stosowane w Polsce od lat siedemdziesiątych XX wieku jako systemy budownictwa uprzemysłowionego lekkiego szkieletu drewnianego, np. Stolbud, Namysłów, Sępólno, Mikołajki, DMT [Mielczarek, 1994]. W nowoczesnej prefabrykacji panele często uzbrajane są już w fabryce w stolarkę okienną i drzwiową czy liniowe elementy instalacji (kable elektryczne, przewody wentylacyjne).



Fotografia 11 - Panel ścienny podczas montażu. Źródło: materiały Andrewex Construction.

3.3.6 Moduł wolumetryczny

Moduł wolumetryczny (przestrzenny) to zestaw połączonych w zakładzie prefabrykacji paneli ściennych, podłogowych i sufitowych, tworzących prostopadłościenny element, który połączony z fundamentem może stanowić samodzielny budynek lub połączony z innymi modułami (ścianami bocznymi lub postawiony jeden na drugim) i elementami konstrukcyjnymi może tworzyć obiekt wielomodułowy (Rysunek 17).



Rysunek 17 - Przykład budowy obiektu, składającego się z trzech modułów wolumetrycznych (dwóch parteru i jednego piętra) z lekkiego szkieletu drewnianego. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Budownictwo modułowe jest przykładem daleko posuniętej prefabrykacji, a w efekcie zmniejszenia ilości prac wykonywanych na placu budowy. Poddany odpowiedniej kontroli proces produkcyjny umożliwia wytworzenie zamkniętych, szczelnych jednostek przygotowanych do transportu. Efekt to realizacja podczas prefabrykacji wewnątrz modułu wielu prac wykończeniowych i instalacyjnych, niemożliwych do wykonania w przypadku budownictwa panelowego, jak np. tapetowania i malowania ścian, układania płytek czy wykładzin, montażu wewnętrznych punktów elektrycznych i opraw oświetleniowych, białej ceramiki, a nawet mebli, jeżeli te nie uległyby uszkodzeniu podczas transportu. Fotografia 12 przedstawia podnoszenie obiektu jednomodułowego, jego elewację i wnętrze – wykonane jeszcze w hali produkcyjnej.

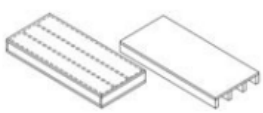
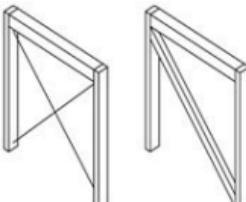
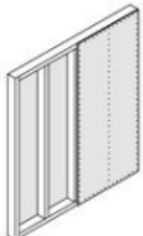
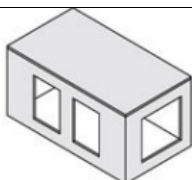
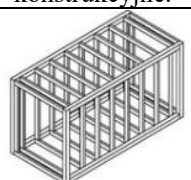


Fotografia 12 - Budynek jednomodułowy w pełni wykończony, od lewej: przenoszenie w zakładzie prefabrykacji, moduł posadowiony, wnętrze. Źródło: Materiały Andrewex Construction.

Moduły wolumetryczne wykonuje się obecnie w konstrukcji stalowej, drewnianej i żelbetowej, czasem mieszając te materiały w obrębie jednostki [Ferdous i in., 2019]. Moduły drewniane wytwarza się w konstrukcjach ramowych i ramowo-tarczowych (z drewna klejonego warstwowo) oraz tarczowych z lekkiego szkieletu drewnianego lub drewna klejonego krzyżowo), co pokazuje Fotografia 13. Stanowią najbardziej zaawansowany prefabrykowany układ konstrukcyjny (Tabela 2) [Premrov i in., 2023], wciąż mniej popularny od układów prętowych czy panelowych, ale o wzrastającym znaczeniu (Svatos-Raznjević i in., 2022).

Tabela 2 - Klasyfikacja drewnianych elementów konstrukcyjnych w podziale na układy konstrukcyjne za [Premrov i in., 2023] z rysunkami [Kaufmann i in. 2018].

Drewniane elementy konstrukcyjne – podział na układy konstrukcyjne			
Element	Masywny		Lekki
	Drewno pełne (panel CLT)	Szkieletowy liniowy	Ramowy powierzchniowy (panel ramowy)
1D SŁUP BELKA PRZEKĄTNA			

PODŁOGA SUFIT			Konstrukcja podłogi/sufitu składa się z tradycyjnych belek stropowych – niekoniecznie wytwarzanych jako prefabrykowane elementy konstrukcyjne.	
2D	ŚCIANA			
	DACH		Konstrukcja dachu składa się z tradycyjnych krokwi drewnianych – niekoniecznie wytwarzanych jako prefabrykowane elementy konstrukcyjne.	Konstrukcja dachu składa się z tradycyjnych krokwi drewnianych – niekoniecznie wytwarzanych jako prefabrykowane elementy konstrukcyjne.
3D	SKRZYNIA MODUŁOWA			



Fotografia 13 – Konstrukcja modułów, od lewej: ramowy z drewna masywnego, z lekkiego szkieletu drewnianego.
Źródło: materiały Andrewex Construction.

3.3.7 Rdzeń usztywniający

Jest to element konstrukcji, najczęściej wykonany z żelbetu, zazwyczaj biegnący przez całą wysokość budynku. Ma zazwyczaj formę pionowej, przeważnie pustej, tuby, czasem przecinanej stropami, ukształtowanej z uwzględnieniem niezbędnych funkcjonalnie otworów. Często stanowi miejsce lokalizowania klatki schodowej, szachtu

windowowego i pomieszczeń technicznych. Jego składowe stanowią zazwyczaj ściany usztywniające. Rzadziej, w przypadku konstrukcji stalowych, konstruuje się go w postaci układu elementów prętowych.

Pod względem konstrukcyjnym ma znaczenie związane z zapewnieniem stateczności konstrukcji – po obwodzie łączone są do niego konstrukcyjne elementy pięter (Rysunek 18), które przekazują siły poziome (np. od wiatru lub oddziaływań sejsmicznych), żelbetowym rdzeniem transferowane do gruntu.



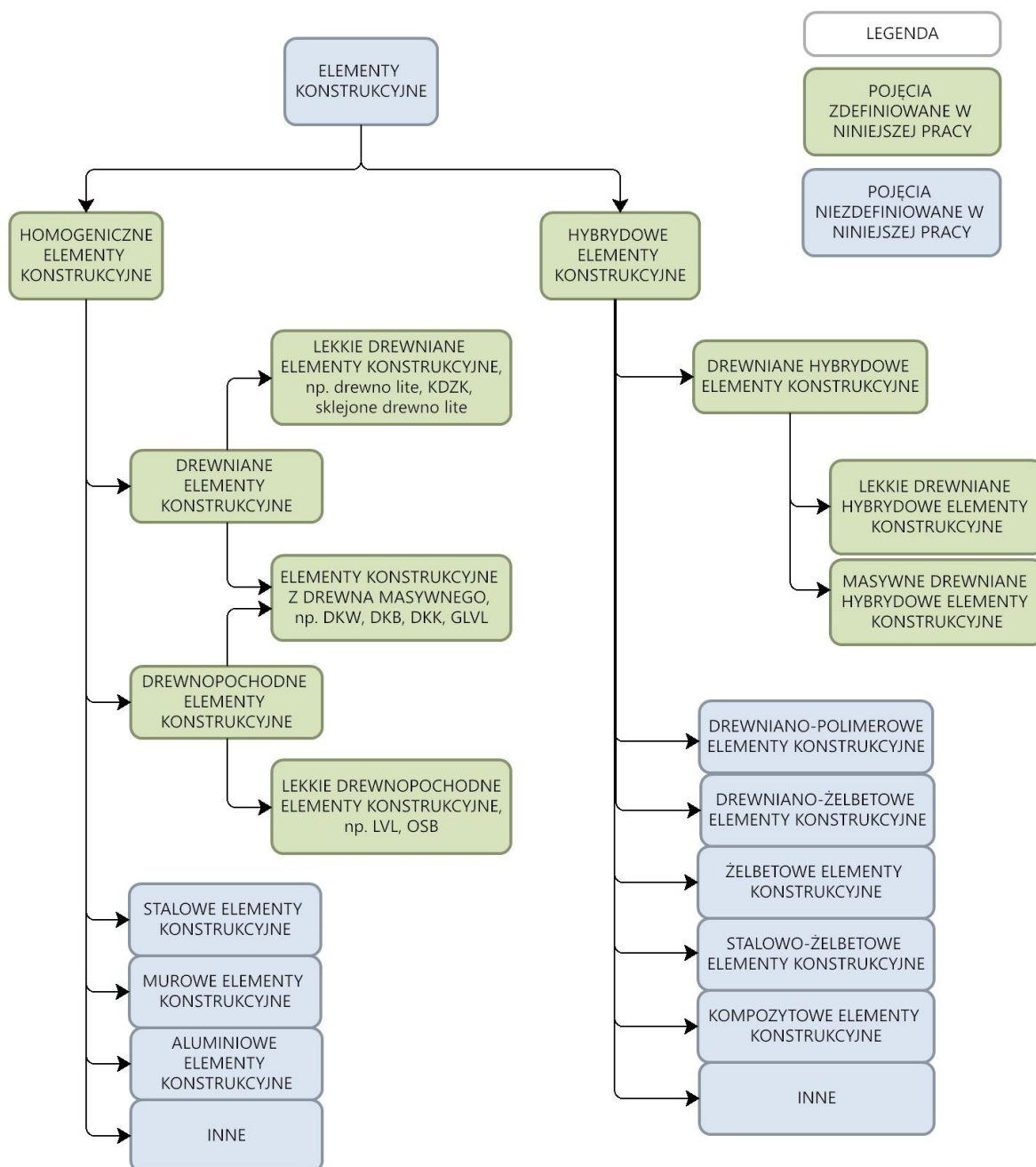
Rysunek 18 - Symboliczne przedstawienie konstrukcji budynku z ramową konstrukcją z drewna klejonego warstwowo połączoną z położonym centralnie rdzeniem żelbetowym [Robertson i in., 2012].

W budynkach o konstrukcji złożonej przynajmniej w części z elementów z drewna masywnego, kubaturowych, mających co najmniej 5 pięter, rozwiązanie z zastosowaniem rdzenia usztywniającego (z żelbetu, drewna lub stali) znajduje zastosowanie w ponad połowie przypadków, a rdzeń żelbetowy wykorzystywany jest w ponad jednej trzeciej (zgodnie z [Svatos-Raznjević i in. 2022]), w tym w trzech z pięciu najwyższych w momencie pisania niniejszej pracy (styczeń 2025): Ascent ze Stanów Zjednoczonych, HoHo z Austrii i holenderskim HAUT [Salvadori, 2023].

4 Uszczegółowienie zakresu pracy - oryginalne klasyfikacje

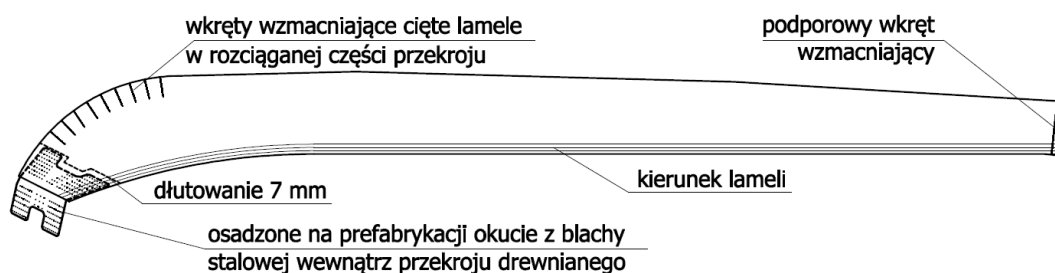
4.1 Element konstrukcyjny – klasyfikacja pod względem materiału

Ze względu na wykorzystanie w niniejszej pracy szeregu pojęć, dotyczących klasyfikowania elementów konstrukcyjnych zgodnie z kryterium materiału, z jakiego zostały wykonane, poniżej zdefiniowano najważniejsze z nich. Jednocześnie umożliwiło to stworzenie typologii (Rysunek 19), będącej podstawą do zaproponowania w dalszej części rozprawy klasyfikacji konstrukcji pod względem elementów wykorzystanych do jej ukształtowania.

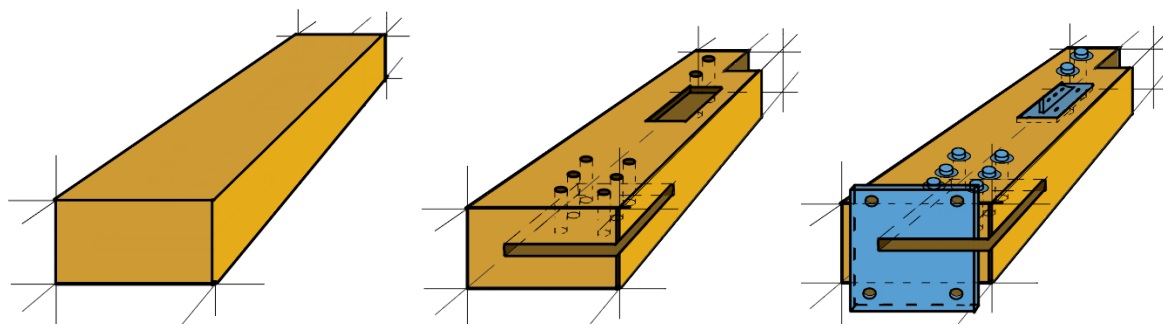


Rysunek 19 - Schemat klasyfikacji elementów konstrukcyjnych. Grupy niezdefiniowane w niniejszej pracy przedstawiono wyłącznie jako przykładowe, a ich systematyzacja jest niepełna.

Homogeniczny element konstrukcyjny – pręt, płyta, tarcza, składowa układu konstrukcyjnego, mająca w swoim składzie zasadniczo jeden materiał budowlany (z wyłączeniem łączników wewnętrznych i zewnętrznych oraz wzmocnień, jeżeli lokalnie niwelują niepożądane właściwości wynikające z anizotropowej budowy materiału) np. dachowa kratownica stalowa, płyta z drewna klejonego krzyżowo czy wzmocniony wkrętami stalowymi (Rysunek 20) i okuty w zakładzie prefabrykacji dźwigar z drewna klejonego warstwowo (Rysunek 21).

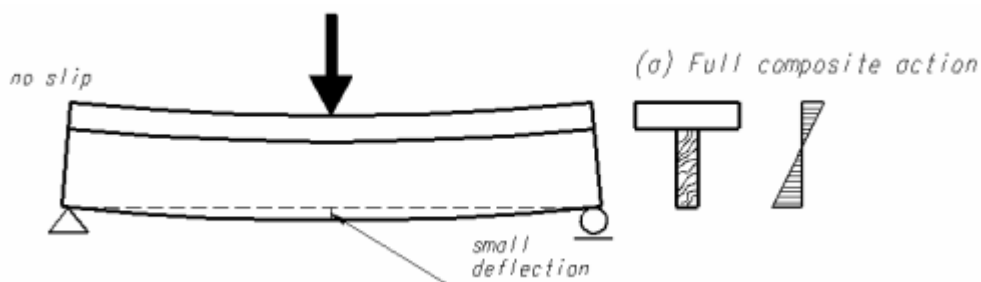


Rysunek 20 - Homogeniczny element konstrukcyjny - dźwigar z drewna klejonego warstwowo z wkrętami wzmocniającymi oraz zamontowanym okuciem stalowym.



Rysunek 21 - Homogeniczny element konstrukcyjny - belka drewniana o różnych stopniach prefabrykacji, od lewej: bez obróbek, z obróbkami, z osadzonymi okuciami i łącznikami stalowymi.

Hybrydowy element konstrukcyjny - pręt, płyta, tarcza, składowa układu konstrukcyjnego, mająca w swoim składzie co najmniej dwa materiały budowlane, między którymi można wyznaczyć wyraźną fizyczną granicę, a które połączone w odpowiedni sposób (np. łącznikami mechanicznymi, środkami chemicznymi), tworzą element o właściwościach innych niż niepowiązane składowe np. słup żelbetowy, zespolona belka teowa o pasie żelbetowym a środku drewnianym (Rysunek 22) [Łukaszewska, 2009], dwuteownik o pasach drewnianych i środku szklanym [Kozłowski, 2012; Kozłowski i in., 2014].



Rysunek 22 - Schemat pracy, przekrój i rozkład naprężeń w pełni zespolonego teownika o pasie żelbetowym i środku drewnianym [Łukaszewska, 2009].

Często hybrydowe materiały są nazywane kompozytami, zwłaszcza jeśli składają się z dwóch materiałów o zupełnie innej naturze. Jednak w ściślejszych definicjach jeden z materiałów kompozytu powinien być mniej sztywny i słabszy, natomiast drugi powinien pełnić rolę wzmacniającą lub też powinny być one ze sobą powiązane na poziomie molekularnym, co uniemożliwia jednoznaczne wyodrębnienie składowych [Altenbach i in., 2018; Vasiliev i in. 2013]. Niewątpliwie w zgodności pojęciowej z przynajmniej częścią tych definicji znalazłby się szereg hybrydowych elementów konstrukcyjnych, np. belki drewniane zginane wzmacniane włóknem węglowym, aramidowym czy szklanym jak choćby taśmy GARP [Brol, 2009].

Jednak w niniejszym przypadku zakłada się, że generalnie nie sposób jest ocenić, że jedna ze składowych ma jednoznacznie lepsze właściwości. Obie różnią się właściwościami, nie tylko fizycznymi czy mechanicznymi, ale kosztotwórczością, estetyką, czy wpływem na środowisko i użytkownika. Dopiero połączenie składowych pozwala na uzyskanie unikalnych właściwości, nieosiągalnych dla elementu homogenicznego.

Drewniany element konstrukcyjny – pręt, płyta, tarcza, składowa układu konstrukcyjnego, będąca deską lub belką drewnianą lub zestawem desek i belek drewnianych połączonych za pomocą łączników chemicznych i mechanicznych, np. z drewna litego, konstrukcyjnego drewna na złącza klinowe, sklejonego drewna litego, drewna klejonego warstwowo, blokowo, krzyżowo, z płyt z drewna litego, drewna warstwowego łączonego na sworznie lub gwoździe. Drewniane elementy konstrukcyjne, które nie spełniają wymagań kwalifikujących je do kategorii wcześniej zdefiniowanego drewna masywnego, nazywać będziemy **lekkimi drewnianymi elementami konstrukcyjnymi**.

Drewnopochodny element konstrukcyjny – pręt, płyta, tarcza, składowa układu konstrukcyjnego, będąca produktem drzewnym uzyskanym w procesie dekonstrukcji drewna litego, a następnie połączenia substratów w innej niż pierwotna konfiguracji za pomocą środków chemicznych, temperatury czy wysokiego ciśnienia, np. z LVL, wiórów z ciętego

forniru ułożonego wzdłużnie PSL, warstwowych wiórów drzewnych LSL, płyt o wiórach orientowanych OSB. Drewnopochodne elementy konstrukcyjne, które nie spełniają wymagań kwalifikujących je do kategorii drewna masywnego zgodnie z poprzednim rozdziałem, nazywać będziemy **lekkimi drewnopochodnymi elementami konstrukcyjnymi**.

Drewniany hybrydowy element konstrukcyjny - pręt, płyta, tarcza, składowa układu konstrukcyjnego, mająca w swoim składzie co najmniej dwa materiały budowlane drewniane lub drewnopochodne, które połączone w odpowiedni sposób (np. łącznikami mechanicznymi, środkami chemicznymi), tworzą element o właściwościach innych niż niepowiązane składowe. Analogicznie do wcześniejszych podpodziałów, drewniane hybrydowe elementy konstrukcyjne podzielono na:

- **masywne drewniane hybrydowe elementy konstrukcyjne** – takie, w których przynajmniej jedna składowa należy do zbioru drewna masywnego zdefiniowanego powyżej, przy czym składowa belkowa musi mieć przekrój nie mniejszy niż 140x280 mm¹¹ np. panele stropowe z płyty DKK z uźebrowaniem w postaci belek z LVL lub DKW,

- **lekkie drewniane hybrydowe elementy konstrukcyjne** – pozostałe, np. dwuteownik z pasami z forniru klejonego warstwowo LVL i środnikiem z płyty wiórowej (Fotografia 14) oraz panel ścienny z lekkiego szkieletu drewnianego posyty płytą z włókien orientowanych OSB.



Fotografia 14 - Strop z dwuteowników z pasami z forniru klejonego warstwowo LVL i środnikiem z płyty wiórowej na stole montażowym. Źródło: materiały Andrewex Construction.

¹¹ Największy standardowo dostępny w sprzedaży wymiar przekroju elementu z konstrukcyjnego drewna na złącza klinowe. Niniejszy warunek nie pozwoli zaliczyć do kategorii masywnej np. paneli z lekkiego szkieletu drewnianego, w którym elementy z KDZK zastąpiono drewnem klejonym warstwowo o równie niewielkich wymiarach.

4.2 Analizowane typy konstrukcji

We wcześniejszej części pracy przedstawiono typy elementów konstrukcyjnych drewnianych sklasyfikowane pod względem materiału, z którego zostały wykonane. Dokonano podziału na elementy homogeniczne (jednorodne) i hybrydowe (złożone z dwóch lub więcej materiałów).

Analogicznej klasyfikacji należy dokonać dla układów nadrzędnych – konstrukcji, których składowymi są elementy konstrukcyjne. Umożliwia to określenie zakresu niniejszej pracy – wyróżnienie konstrukcji homogenicznych i hybrydowych z użyciem drewna, a więc wyznaczenie granic zbioru, który został poddany analizie.

W związku z tym, na podstawie klasyfikacji elementów konstrukcyjnych, proponuje się nowego rodzaju typologię, dotyczącą klasyfikowania konstrukcji jako całości¹² pod względem materiału, z jakiego zostały wykonane. Dotychczas przeprowadzane próby uznano za niewystarczające na potrzeby niniejszej pracy – opierające się na innych zasadach, np. ze względu na różnice w układach konstrukcyjnych oddzielnie rozpatrując elementy z drewna klejonego warstwowo i drewna klejonego krzyżowo, a konstrukcję stworzoną z tych materiałów nazywają *Konstrukcją hybrydową całkowicie opartą na drewnie*¹³ [Pastori i in., 2022, Premrov i in., 2023]. Poniżej zdefiniowano najważniejsze z kategorii, których dotyczy niniejsza praca. Niniejszy podział i sposób przypisania został zaprezentowany pierwotnie przez autora niniejszej pracy w formie publikacji w czasopiśmie [Brodniewicz, 2024].

Uwagi:

1. Należy podkreślić, że pojęcie *konstrukcja*, zależnie od kontekstu, nie musi odnosić się do całości konstrukcji budynku, a może odnosić się do zestawu elementów konstrukcyjnych, które funkcjonalnie lub lokalizacyjnie mogą być wydzielone w mniejszy ilościowo system. Możemy mówić o konstrukcji głównej, konstrukcji dachu, konstrukcji ścian osłonowych czy konstrukcji stropów.
2. Na potrzeby poniższych klasyfikacji ze zbiorów wyklucza się konstrukcję fundamentów, która w dominującej większości przypadków jest żelbetowa¹⁴, a także tzw. podium – pierwszą lub dwie pierwsze kondygnacje nadziemne

¹² Systemu, który dzięki połączeniu zestawu elementów konstrukcyjnych w odpowiedniej konfiguracji i we właściwy sposób, pełni funkcję spójnego, statecznego układu nośnego w określonym kontekście warunków projektowych (lokalizacji, obciążeń, warunków gruntowych itp.).

¹³ Oryg. *All-timber Hybrid Structural System*.

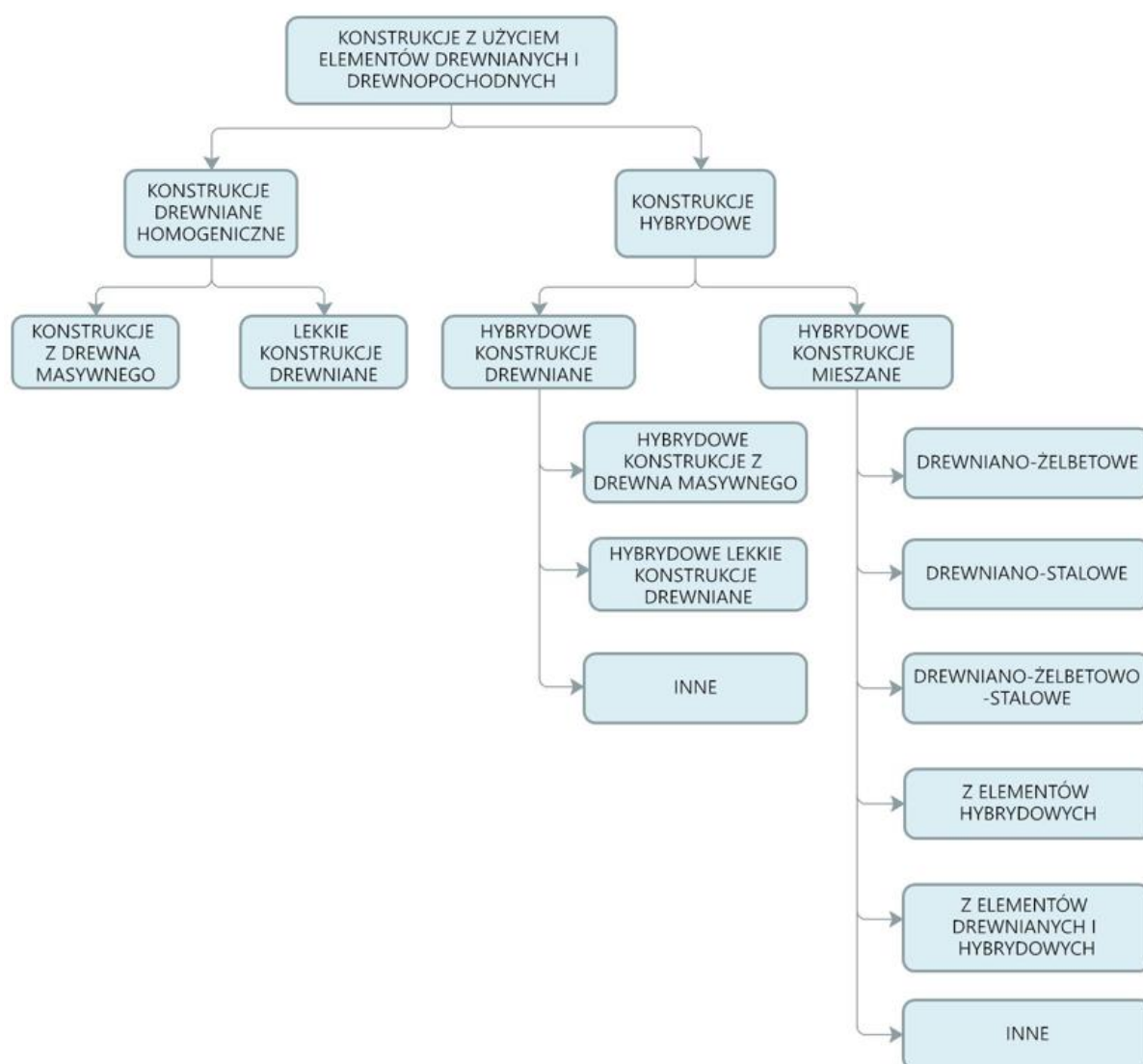
¹⁴ W analizie [Svatos-Raznjević i in., 2022] spośród rozpatrywanych 350 studiów przypadku budownictwa kubaturowego wielokondygnacyjnego z zastosowaniem konstrukcji drewnianych znalazły się zaledwie dwa (0,6%) z fundamentami innymi niż żelbetowe (drewniane i stalowe).

wykonane w konstrukcji żelbetowej, jeżeli można w sposób wyraźny i jednoznaczny oddzielić i analizować samodzielnie konstrukcję wyższych kondygnacji.

3. Kolejność członów w nazwie kategorii wynika z nadrzędności charakteru elementów konstrukcyjnych z danego materiału. Sama nadrzędność jest określana, stosując metodę porównawczą myślowego usuwania kolejnych elementów z konstrukcji. Jeżeli po usunięciu jednego elementu konstrukcyjnego, drugi zachowuje swoją nośność, to ów jest elementem nadrzędnym. W przypadkach równoważnej zależności wyklucza się z rozważania stabilizujący charakter elementu (a więc nie bierze się pod uwagę możliwego zwichrzenia, wyboczenia), a porównuje się wyłącznie pod względem przenoszenia obciążeń pionowych, np. dla słupa z ryglem, zabezpieczającym go przed wyboczeniem, należy uznać jako nadrzędny słup, który wciąż zachowa swoją podporę pionową po usunięciu rygla, podczas gdy rygiel po usunięciu słupa utraci podporę i stanie się mechanizmem. W przypadku dalszej równoważnej zależności należy za nadrzędne uznawać elementy kolejno:
 - pionowe (słupy, ściany) w stosunku do elementów poziomych,
 - kondygnacji niższych w stosunku do kondygnacji wyższych.
4. Jeżeli w konstrukcji występują ściany lub rdzenie usztywniające, to uznaje się je za element podrzędny w stosunku do konstrukcji głównej, mającej dominującą rolę w ścieżce transferu obciążeń pionowych, nawet jeśli byłoby to niezgodne z regułą oceny konstrukcji po myślowym usunięciu jej elementów z p. 3.
5. Hybrydowe elementy konstrukcyjne o charakterze mieszanym (np. drewniano-żelbetowe), kwalifikują daną konstrukcję do kategorii hybrydowych konstrukcji mieszanych z elementami hybrydowymi (jeżeli nie występują elementy innego rodzaju) czy z elementami drewnianymi i hybrydowymi (jeżeli występują wraz z elementami drewnianymi, jednak zaklasyfikowane jako podrzędne).
6. Zgodnie z wyżej przedstawioną klasyfikacją elementów konstrukcyjnych, w kategorii hybrydowych konstrukcji drewnianych znajdują się zarówno te z elementów drewnianych jak i drewnopochodnych. Określenie hybrydowych konstrukcji drewnianych odnosi się do zastosowania w konstrukcji elementów zarówno z drewna masywnego jak i lekkich konstrukcji drewnianych, natomiast w następnej podgrupie jako definiujący użyty jest typ elementu konstrukcyjnego, który ma charakter absolutnie nadrzędny nad wszystkimi pozostałymi.

7. Do klasyfikowania używa się wyłącznie elementów konstrukcyjnych. Nie uwzględnia się połączeń między nimi, elementów pomocniczych (np. samonośnych ścian osłonowych, także murowanych, okładzin przeciwpożarowych czy elementów tymczasowych), wzmacniających, izolacyjnych czy wykończeniowych. Podobnie, jeżeli zastosowanie danego elementu nie ma charakteru systemowego/globalnego, a jednostkowy/lokalny (np. podciąg z kształtownika stalowego nad długim otworem w budynku o homogenicznej lekkiej konstrukcji drewnianej) pozostaje on bez wpływu na klasyfikację.

Zakres jakościowy analizy pierwszej części niniejszej pracy został wyszczególniony na schemacie (Rysunek 23), a samej analizie poddano konstrukcje o nie mniej niż dwóch kondygnacjach.



Rysunek 23 - Schemat klasyfikacji konstrukcji z użyciem elementów drewnianych pod względem składowych elementów konstrukcyjnych.

Dodatkowego wyjaśnienia wymaga utworzenie zbiorów o nazwie „inne”. Dotyczą one konstrukcji składających się z absolutnie nadrzędnych elementów niemożliwych do zaklasyfikowania do pozostałych typów, a więc w przypadku hybrydowych konstrukcji drewnianych są to np. panele z płyt z drewna klejonego krzyżowo z żebrami z konstrukcyjnego drewna na złącza klinowe, pracujące jako przekrój złożony

5 Krytyczny przegląd nowoczesnych technologii konstrukcji drewnianych

Zgodnie z typologią zaproponowaną w poprzednim rozdziale, dokonano analizy i przyporządkowania wyboru konstrukcji wykorzystywanych we współczesnym budownictwie z użyciem drewna i materiałów drewnopochodnych. Umożliwiła ona wyszczególnienie cech właściwych danym typom konstrukcji, a także ich zalet i wad, wskazujących możliwości zastosowania i ograniczenia. Finalnie przedstawiono przykłady konstrukcji poszczególnego typu, ilustrujących ich własności.

5.1 Konstrukcje z drewna masywnego

OPIS:

Drewno masywne, zwłaszcza obecne w budownictwie od ponad stulecia drewno klejone warstwowo, tradycyjnie stanowiło alternatywę dla innych materiałów budowlanych w konstrukcjach dachowych. Elementy pełnościennie mają stosunkowo niski ciężar¹⁵, są łatwe w montażu, mają też odporność umożliwiającą zastosowanie bez dodatkowego zabezpieczenia w środowiskach o podwyższonej korozyjności [Neuhaus, 2008] czy odporności ogniowej¹⁶.

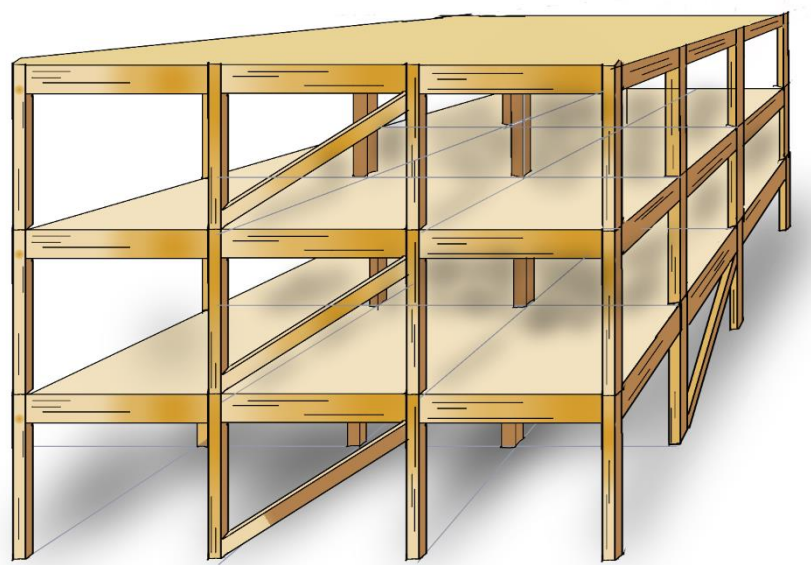
Od początków XXI wieku konstrukcje z drewna masywnego stały się ponadto realną alternatywą dla stali i żelbetu przy wykonywaniu konstrukcji nośnej budynków wielokondygnacyjnych mieszkalnych i użyteczności publicznej [Green i in., 2017; Abed i in., 2022; Timber Typologies, 2023].

Do ich kształtowania używa się głównie elementów belkowych z drewna klejonego warstwowo i forniru klejonego warstwowo LVL, a także elementów płytowych z drewna klejonego krzyżowo [Evison i in., 2022]. Możemy wyselekcjonować dwa **podstawowe układy konstrukcyjne** stosowane w konstrukcjach homogenicznych drewnianych z drewna masywnego:

¹⁵ Ok. piętnastokrotnie niższy niż stal i pięciokrotnie niższy niż żelbet na jednostkę objętości. Jednak należy podkreślić, że nie jest to proporcja odzwierciedlająca wytrzymałość porównywanych elementów. Wynik wymiarowania pięciometrowej belki stropowej z drewna klejonego warstwowo w jej najpowszechniejszej klasie wytrzymałości (GL24h) w metrowym rozstawie w typowym budynku biurowym daje przekrój 12x32 cm (ok. 16 kg/m), natomiast jej odpowiednik w tym kontekście projektowym to dwuteownik z S235 HEA140 (ok. 30 kg/m), a więc element o niemal dwukrotnie większym ciężarze.

¹⁶ Zgodnie z doświadczeniem autora, konstrukcja dachu z drewna masywnego, której nie stawia się wymagań odnośnie odporności ogniowej, w dominującej większości przypadków nie wymaga zmian w zakresie przekrojów elementów drewnianych dla osiągnięcia wymaganej odporności R30 (najwyższej stawianej konstrukcjom dachowym zgodnie z *Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*). Cechuje się wystarczającą nośnością w sytuacji wyjątkowej pożaru. Najczęściej zmiany lub zabezpieczenia wymagają wówczas elementy stalowe, np. okucia stosowane w połączeniach czy prętowe ciągną, stanowiące część kratownicowej konstrukcji stężącej.

- słupowo-ryglowy (ang. *post and beam*, Rysunek 24), w którym łatwo wyróżnić system słupów, połączonych u szczytów kondygnacji poziomymi ryglami, które wspólnie tworzą łatwą do wyróżnienia siatkę - główny układ konstrukcyjny z drewna klejonego warstwowo lub forniru klejonego warstwowo LVL, na którym opierają się drugorzędne elementy stropowe (np. z płyt z DKK) – układ zdecydowanie najpopularniejszy [Svatos-Raznjević i in., 2022],



Rysunek 24 - Szkic konstrukcji układu słupowo-ryglowego z DKW ze stropami z DKK.

- panelowy, na które składają się układy poziomych i pionowych paneli, które tworzą system ścian i stropów, w których elementy belkowe nie występują lub występują w nieznacznej ilości, będąc wyłącznie lokalnym uzupełnieniem.

Oba mogą też, wzajemnie się uzupełniając, tworzyć układy mieszane, zawierające wyraźnie wyodrębnione części każdego z nich.

Powyższe układy charakteryzują się zróżnicowanymi **metodami zapewnienia stateczności przestrzennej – układami usztywniającymi**:

- prętowymi – z zastosowaniem elementów usztywniających w formie prętów lub układów prętów, jak np. rama z narożnymi połączeniami sztywnymi lub układy o geometrii uniemożliwiającej obrót (najczęściej z wykorzystaniem trójkątów – trzech prętów o każdym z węzłów będącym wspólnym dla dwóch z nich) jak zastrzały, stężenia krzyżulcowe,

- panelowymi rdzeniowymi w formie trójwymiarowego rdzenia analogicznego do rdzenia żelbetowego opisywanego wcześniej lub w formie dwuwymiarowych pionowych paneli, biegnących w sposób ciągły przez wszystkie kondygnacje, które działają na zasadzie płaskiego słupa wspornikowego, o niezerowej sztywności na jednym kierunku,

- panelowymi pełnymi, w których panelowy układ konstrukcyjny służy zarówno przenoszeniu sił pionowych, jak i poziomych,
- mieszanymi – zawierającymi elementy powyższych połączone we wzajemnie uzupełniający się układ.

W budownictwie kubaturowym średniowysokim i wysokim (od 5 pięter) całkowicie homogeniczne konstrukcje z drewna klejonego stanowią zaledwie ok. 1/5 spośród wszystkich konstrukcji, w których zastosowano drewno. Natomiast jeśli rozszerzymy definicję zgodnie z klasyfikacją stosowaną w niniejszej pracy, dopuszczając żelbetowe podium jako nie wpływające na zakwalifikowanie do konstrukcji homogenicznych, ta liczba wzrośnie do 40-50 % [Salvadori, 2021, 2023; Svatos-Raznjević i in. 2022].

Obecnie dwa spośród pięciu najwyższych budynków o konstrukcji drewnianej na świecie możemy zakwalifikować do kategorii konstrukcji masywnych zgodnie z przedstawioną typologią: norweski Mjøstårnet (ok. 85,5 m wysokości) i szwedzki Sara Kulturhaus (ok. 76 m) [Salvadori, 2023].

ZALETY:

Konstrukcje z drewna masywnego charakteryzują się stosunkowo **niskim ciężarem**, co ma korzystne znaczenie dla kształtowania fundamentów, zwłaszcza w trudnych warunkach gruntowych, a także przy wykonywaniu nadbudów. Co więcej, w stosunku do innych konstrukcji prefabrykowanych, ograniczony tonaż pozwala na zmniejszenie liczby koniecznych transportów na plac budowy – to zaledwie jeden z aspektów istotnych ze względów środowiskowych. Inne, które sprawiają, że konstrukcje masywne należy rozważać jako niezwykle ważne dla zrównoważonego budownictwa, to niewątpliwie **sekwestracja węgla**¹⁷, **niższe**, w stosunku do technologii tradycyjnych, **koszty energetyczne i czasowe** związane zarówno z procesem produkcyjnym jak i samą budową¹⁸. Jednocześnie należy podkreślić, że **zasoby** surowcowe są **odnawialne**, a jeśli korzysta się z nich w sposób racjonalny, to mogą być praktycznie nieskończone.

Co ważne, badania potwierdzają, że użytkownicy budynków wzniesionych w konstrukcji z drewna masywnego są świadomi materiału wykonania i cenią jego aspekty ekologiczne [Lehmann, 2012]. Drewno masywne pozwala także stosować liczne elementy bez

¹⁷ We wspomnianym Mjøstårnet użyto ok. 2 600 m³ elementów konstrukcyjnych drewnianych, co odpowiada zmagazynowaniu szacunkowo ok. 1,85 mln kg CO₂, czyli tyle, ile rocznie emituje niemal 800 przeciętnych (zgodnie z terminologią GUS) polskich samochodów.

¹⁸ Przykładowo budynek Stadthaus w Londynie, ukończony w 2009 roku 30-metrowy budynek na podium żelbetowym został wykonany w 49 tygodni, podczas gdy wykonanie w technologii tradycyjnej szacowano na 72 tygodnie [Safarik i in., 2023.]

wykorzystania warstw wykończeniowych, pozostawiając drewno, jego barwę i fakturę, widoczną dla użytkownika, a nawet dostępną dla dotyku. Daje to wyjątkowo korzystne **efekty estetyczne**, a także te związane z **biofilia** – poprawą samopoczucia osób przebywających w otoczeniu drewna, o działaniu uspokajającym.

Elementy z konstrukcji z drewna masywnego to najczęściej produkty procesów prefabrykacyjnych o restrykcyjnym reżimie technologicznym. W zakładzie produkcyjnych wykonuje się nie tylko dokładne obróbki, cięcia, frezowania i dłutowania w drewnie, a osadza się także stalowe okucia, części złączne lub ich elementy. Dzięki temu możemy mówić **o bardzo wysokiej precyzji, dokładności wymiarowej**. Jednocześnie, jeśli okazałoby się, że na budowie doszło do zmian, które wymagają ingerencji w gotowe elementy, to należy podkreślić, że tego typu modyfikacji można dokonać znacznie łatwiej niż w przypadku pozostałych technologii.

W budownictwie kubaturowym, konstrukcje z drewna masywnego są wykorzystywane w obiektach wielokondygnacyjnych, w tym średnich i wysokich. Umożliwia to w znaczącym stopniu **wytrzymałość drewna na ściskanie wzdłuż włókien** – zbliżona do wytrzymałości na ściskanie betonu. Dodatkowo często korzysta się z nich w układach konstrukcyjnych balonowych, tzn. takich, w których elementy pionowe są mocowane bezpośrednio do elementów pionowych kondygnacji poprzedniej, a poziome elementy stropowe są do nich dołączane doczołowo. Umożliwia to uniknięcie typowego dla układów platformowych ściskania elementów w poprzek włókien – częstej przyczyny skurczu, miażdżenia belki pod wpływem długotrwałego obciążenia i zmian wilgotności, a w efekcie zmiany wysokości całej kondygnacji czy budynku.

Niezwykle istotna w przypadku budynków wielokondygnacyjnych jest także **wysoka odporność ogniowa** elementów konstrukcyjnych. Dla konstrukcji z drewna masywnego można uzyskać ją w stosunkowo łatwy sposób. Zgodnie z metodyką zawartą w Eurokodach, wystarczające jest zwymiarowanie elementów o zredukowanym przekroju lub właściwościach, uwzględniając efekty pirolizy, przy jednoczesnym uwzględnieniu redukcji obciążeń, wynikającej z zastosowania wyjątkowej kombinacji w sytuacji pożaru. Niezabezpieczone aktywnie ani biernie elementy belkowe z drewna masywnego uzyskują w ten sposób nośność R120, a płytowe z właściwą obróbką także szczelność i izolacyjność dla tak długotrwałego działania ognia.

Ponadto elementy płytowe **można wykorzystać jako warstwę izolacji cieplnej**¹⁹ lub przeciwko parze wodnej.

Co więcej drewno masywne może być **wykorzystane po zakończeniu okresu użytkowania** obiektu, gdy podlega on rozbiórce. Obecnie prowadzone są liczne prace związane z umożliwieniem ponownego wykorzystania elementów konstrukcyjnych – od uniwersalnych sposobów projektowania (jak *Design for Disassembly* opisany w jednym z przykładów poniżej - HasleTre), po określenie stanu i dalszej przydatności. Gdyby jednak wtórne wbudowanie okazałoby się niemożliwe, elementy mogą być wykorzystane w formie biopaliwa.

WADY:

Z pewnością jako jedno z największych utrudnień związanych z szerokim wykorzystaniem konstrukcji drewnianych każdego typu jest **koszt wykonania** [Abed, 2022]. W przypadku konstrukcji z drewna masywnego jest on uwidoczniony szczególnie mocno, zwłaszcza jeśli rozważamy sam materiał. Najprostsza próba analizy kosztowej materiałowej stropu żelbetowego i drewnianego masywnego o tej samej rozpiętości i obciążeniach wykaże niższe wartości przy tym pierwszym. Jednak jest to wyłącznie analiza uproszczona, wycinkowa, którą odradza się jako nieprzedstawiającą kosztów całości procesu. Rzeczywiście koszt liczony w stosunku do objętości materiału będzie wysoki. Jednak w analizie należy także uwzględnić skrócenie czasu budowy, a więc redukcję kosztów jej prowadzenia i wydłużony czas użytkowania, a więc i zyski z tym związane.

Przede wszystkim jednak, niezwykle niekorzystne są porównania przedstawiające obiekty kubaturowe wykonane w technologii tradycyjnej oraz alternatywę w postaci tego samego budynku, w którym konstrukcja została zamieniona na drewno masywne, a kontekst przestrzenny (siatki, rozpiętości, układy podpór) pozostał bez modyfikacji. Należy stanowczo podkreślić, że różnice w budowie drewna, połączeniach, technologii prefabrykacji sprawiają, że by konstrukcja z drewna masywnego była kosztowo atrakcyjna, projekt musi być do niej dostosowany – często już projekt koncepcyjny czy architektoniczny, a więc wynikający z niego układ podpór, ścieżek transferu obciążeń, rozpiętości i wieloprzęsłowości elementów konstrukcyjnych musi być przygotowywany z uwzględnieniem charakterystyki elementów z drewna masywnego. Tylko w ten sposób mogą one zostać wykorzystane w sposób

¹⁹ Należy jednak wziąć pod uwagę niskie, w porównaniu do materiałów typowo izolacyjnych, właściwości drewna. Współczynnik przewodzenia ciepła λ , jaki przyjmuje się dla drewna w poprzek włókien, jest dziesięciokrotnie niższy niż dla żelbetu czy czterokrotnie dla muru, jednak czterokrotnie wyższy niż dla współcześnie używanych wełen mineralnych.

optymalny, pełniąc jednocześnie maksymalną rolę w każdej funkcjonalności, w której tylko mogą być wykorzystane – od elementu nośnego po dekoracyjny.

Zostało to zobrazowane w publikacji [Brodniewicz, 2022], w której opisano metodykę zastąpienia płytami z drewna klejonego krzyżowo stropodachu zaprojektowanego pierwotnie w konstrukcji belkowej z poszyciem z płyt drewnopochodnych. Układ płyt z DKK, a więc rozkład obciążeń, został dopasowany do charakterystyki materiału i ich grubość mogła zostać zmniejszona, rozkrój dostosowano do możliwości prefabrykacji dla zmniejszenia ilości odpadu materiałowego, a także wykorzystano je nie tylko jako warstwę nośną pokrycia, ale także tarczę zapewniającą stateczność konstrukcji (zamiast pierwotnie zaprojektowanych tężników i stężeń prętowych), warstwę izolacji cieplnej oraz sufit podwieszany, a także uwzględniono niskie koszty montażu płyt w stosunku do czterech typów elementów, które zastąpiły. Dopiero wówczas rozwiązanie okazało się być korzystne pod względem ekonomicznym.

Bezpośrednio z kwestią projektowania właściwego dla konstrukcji z drewna masywnego już na etapie koncepcji architektonicznej wiążą się także następujące kwestie:

- **wysokości konstrukcyjnej stropu** większej niż w konstrukcjach tradycyjnych - przy stosunkowo niskim module sprężystości drewna warstwy płytowe są stosunkowo wysokie, a dodatkowo w układach słupowo-ryglowych rzadko projektuje się je jako scalone z belkami, tworzące przekroje złożone, co przekłada się na znaczące wysokości samych belek – nie niższe niż 40 cm, częściej 50-60 cm,

- **rozpiętości elementów stropowych** - zarówno elementy płytowe jak i belkowe zazwyczaj ogranicza się rozpiętościowo (do 6 m, rzadziej większe), a także próbuje budować układy wieloprzęsłowe,

- **kolizji z liniowymi elementami instalacji** (wentylacji, elektrycznych) prowadzonymi poziomo, pod stropem, w przypadku belek stropowych w układach słupowo-ryglowych – otworowania, nawet jeśli są wykonalne, to często wymagają nie tylko zastosowania wzmocnień, co powiększenia samego elementu, by jego nośność i sztywność zostały zachowane.

Konstrukcyjne przeciwdziałanie powyższym efektom często wiąże się z właściwym **projektowaniem połączeń**, jak choćby wówczas, gdy uciąglenie belki stropowej przez skonstruowanie połączenia przenoszącego moment zginający zmniejszy ugięcie. Węzły w konstrukcjach drewnianych, w tym z drewna masywnego, w dominującej części wykonuje się ze stali – okuć indywidualnie projektowanych w postaci zestawu zespawanych blach, okuć systemowych, łączników mechanicznych w formie śrub, sworzni czy wkrętów. Często ich nośność determinowana jest przez nośność drewna (np. docisku trzonu łącznika do drewna

w otworze), niższą niż odpowiednika stalowego, to włóknista budowa materiału i typowy dla niego kruchy model zniszczenia wymagają zastosowania dużych odległości między samymi łącznikami lub między łącznikami a krawędzią drewna. Te dwie cechy sprawiają, że wiele z połączeń wymaga użycia licznych łączników na dużej powierzchni – mogą stać się one skomplikowane, warunkować rozmiar elementów drewnianych, a w efekcie stać się znaczącymi czynnikami ryzyka i kosztotwórczymi.

Węzły są także potencjalnymi miejscami awaryjnymi. W poprzednim podrozdziale opisano wysoką ogniotrwałość elementów drewnianych. Niestety, nie jest to cecha połączeń. Stal w warunkach pożaru bardzo szybko traci nośność, wymaga zabezpieczenia – typowo ukrycia w otulinie z warstw elementu drewnianego.

Połączenia to także miejsca wrażliwe na wszelkie niekorzystne warunki środowiskowe. O ile samo drewno (a zatem konstrukcje z drewna masywnego) można uznać za materiał niskiej korozyjności w środowiskach agresywnych [Neuhaus, 2008], to za największe zagrożenie dla niego uznaje się wodę – przedostającą ją do konstrukcji wodę opadową, przecieki instalacji kanalizacyjnych, miejsca koncentracji skroplin. Drewno masywne należy określić jako **wrażliwe na zawilgocenia**, co wymaga właściwego zabezpieczania, a także ogranicza możliwości zastosowania nieosłoniętych elementów na zewnątrz budynków.

Jako ostatnie należy wymienić kolejne aspekty fizyczne, wspólne dla każdego typu budownictwa drewnianego:

- **drżania** – elementy stropowe muszą być projektowaną z wysoką dbałością pod względem tego stanu granicznego użytkowalności, a często wynikiem analizy jest konieczność zastosowania wylewki betonowej,

- **przenoszenie hałasu** – konstrukcje z drewna masywnego są bardzo wrażliwe zarówno na dźwięki powietrzne jak i uderzeniowe, co sprawia, że stropy są często kształtowane z warstwami wygłuszającymi, dla ścian dominują rozwiązania wielowarstwowe, a styki elementów konstrukcyjnych i przegród muszą być przerywane podkładkami i taśmami o właściwościach izolacyjnych.

PRZYKŁADY:

Nazwa własna/Funkcjonalność:	HasleTre, budynek biurowy
Lokalizacja:	Oslo, Norwegia
Data ukończenia budowy:	2022
Układ konstrukcyjny:	Słupowo-ryglowy

Układ usztywniający:	Panelowy rdzeniowy
Opis konstrukcji:	
Hasletre (Fotografia 15) to pięciokondygnacyjny budynek biurowy, którego cztery kondygnacje nadziemne mają konstrukcję z drewna masywnego, natomiast kondygnacja podziemna jest wykonana z żelbetu. Sumarycznie składa się to na około 3000 m² powierzchni brutto.  Fotografia 15 - Elewacja gotowego biurowca HasleTre [oslotre.no]. Konstrukcja nośna to układ słupowo-ryglowy z DKW, tworzący regularną, kwadratową siatkę 5 x 5 m (Rysunek 25). Na podwojonych belkach stropowych o wysokości ok. 40 cm ułożone są płyty z pięciowarstwowego DKK, głównie pracujące jednokierunkowo.  Rysunek 25 - Rzut trzeciej kondygnacji HasleTre [archdaily.com].	



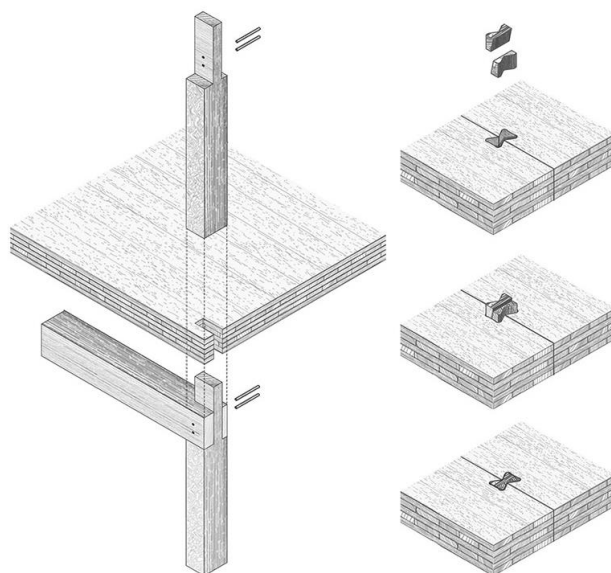
Fotografia 16 - Wnętrze HasleTre [oslotre.no].

Stateczność przestrzenna zapewniona jest przez dwu- i trójwymiarowe rdzenie z DKK, skoncentrowane zwłaszcza w centralnej części budynku. Dzięki temu ściany zewnętrzne w sporej części mogły pozostać wolne od elementów stężających i umożliwiły duże przeszklenia (Fotografia 16).

Projektanci z pracowni Oslotre rozpoczynali pracę nad biurowcem z bardzo silnym przekonaniem o konieczności poczynienia kolejnego kroku w stronę zrównoważonego budownictwa – kroku większego niż samo zastosowanie ekologicznych materiałów drewnianych. Podążyli za ideą gospodarki obiegu zamkniętego, projektowaniem w taki sposób, by możliwie dużo elementów można było wykorzystać gdzie indziej, gdy już czas użytkowania HasleTre dobiegnie końca. Stąd stali się autorami pierwszego w Norwegii obiektu zaprojektowanego w nurcie *DfD - Design for Dissassembly*, czyli *Projektowania dla rozbiórki*. Aby zwiększyć prawdopodobieństwo ponownego użycia elementów konstrukcyjnych zdecydowali się na następujące zabiegi:

- rozkrój płyt z DKK oparty na obrysie tzw. *masterpanelu* 3 x 15 m – typowego gabarytu produkcyjnego płyty, dla którego nie trzeba wykonywać obróbek skutkujących zmniejszeniem wydajności, a które finalnie stają się dużym, uniwersalnym elementem łatwym do wpasowania w inny układ w przypadku kolejnego użycia,

- by uniknąć związanego z konstruowaniem, pracą i rozmontowywaniem połączeń stalowych zniszczenia drewna, ograniczono ich występowanie do minimum, pozostawiając łatwe do przecięcia węzły drewno-drewno (sworznie drewniane w elementach belkowych i łączniki w formie obcego pióra, tzw. X-fix, dla płyt z DKK, Rysunek 26).



Rysunek 26 - Połączenia płyt z DKK i elementów belkowych z DKW na łączniki drewniane [oslotre.no].

Jak widać, zdecydowano się nie przerywać ciągłości słupów, otworując pod nie płyty stropowe, co pozwoliło na uniknięcie niekorzystnego ściskania w poprzek włókien siłami pionowymi o dużych wartościach.

Układ słupowo-ryglowy standardowo spowodował komplikacje wiążące się z prowadzeniem liniowych elementów instalacji, a dokładniej z kolizjami w miejscach, gdzie powinny krzyżować się z belkowymi elementami stropowymi o znaczących wysokościach. W przypadku HasleTre część instalacji zaplanowano w warstwie pod podłogą podniesioną. Natomiast kanały wentylacyjne poprowadzono pod warstwą konstrukcji stropu z DKK (Rysunek 27).



Rysunek 27 - Układ konstrukcyjny z prowadzeniem liniowych elementów instalacji w HasleTre. [Flindall i in., 2023].

Powyższe zabiegi, a także inne, niezwiązane z samą konstrukcją, sprawiły, że w porównaniu do budynku w technologii tradycyjnej udało się zmniejszyć zużycie stali o 70%, natomiast obliczono także 59% redukcji w emisji gazów cieplarnianych z materiałów i użycia energii na 60-letni okres cyklu życia obiektu [Flindall i in., 2023].

Wnioski:

Należy zwrócić uwagę, że w projekcie uwidoczniło się sygnalizowane wcześniej wyzwanie – właściwości materiałowe drewna masywnego i ich wpływ na strukturę i funkcjonalność stropów. Chociaż dostępne materiały opisują siatkę konstrukcyjną 5 x 5 jako elastyczną i wygodną w kształtowaniu, to literatura [Neufert, 2011] i doświadczenia wskazują, że jest nietypowa i może być za mała dla właściwego kształtowania środowiska pracy biurowej²⁰.

Mimo niewielkich rozpiętości, strop konstrukcyjny ma stosunkowo dużą wysokość, a belki stropowe znajdowały się w kolizji z elementami instalacji. Oryginalne rozwiązanie związane z przerywaniem ciągłości belek stropowych przy wykorzystaniu lokalnie dwukierunkowej pracy płyt z DKK (Rysunek 27), pozwoliło znacząco zmniejszyć negatywny efekt tego wyzwania.

HasleTre przedstawia się jako kamień milowy w dążeniu do budownictwa zrównoważonego – podkreśla się sekwestrację węgla w elementach drewnianych i drewnopochodnych, możliwość ich ponownego użycia czy redukcję wydatków energetycznych. Świadczy to niewątpliwie o tym, że aspekty środowiskowe kluczowe są w ocenie konstrukcji, w tym konstrukcji z drewna masywnego.

²⁰ Wskazuje się korzystanie z modułu 1,35 lub 1,5 m, co w efekcie daje preferowaną siatkę 5,7 lub 6 m, przy 8,1, 8,4 i 9 m uzyskiwanych standardowych przy użyciu technologii tradycyjnych i stropów żelbetowych.

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Mjøstårnet, budynek biurowo-usługowy
Lokalizacja:	Brummundal, Norwegia
Data ukończenia budowy:	2018
Układ konstrukcyjny:	Słupowo-ryglowy
Układ usztywniający:	Prętowy
Opis konstrukcji:	

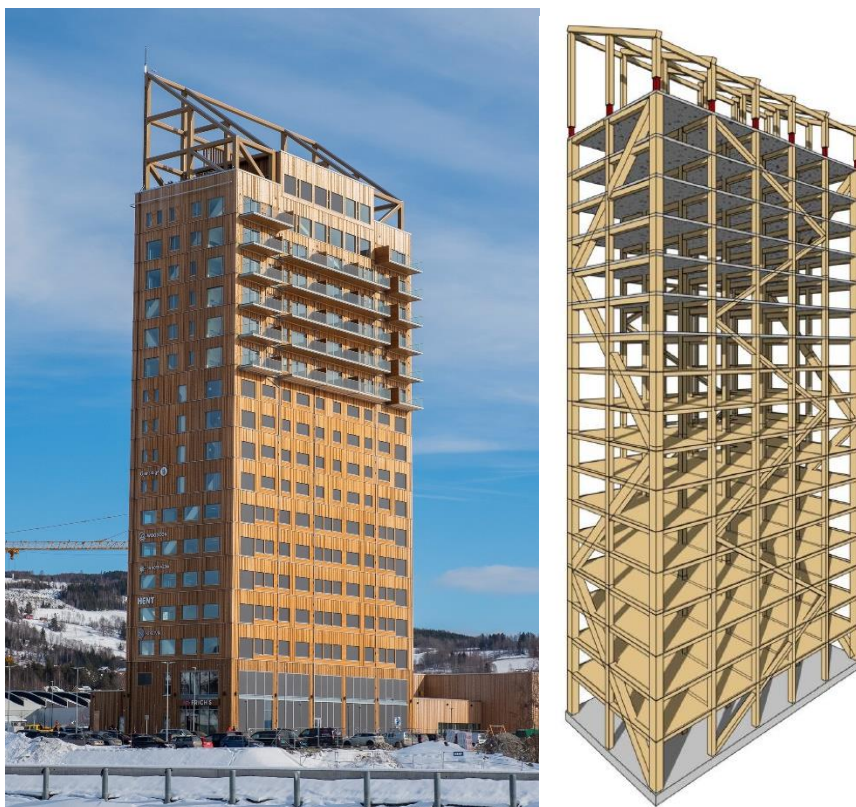
Norweski wysokościowiec do niedawna był jednoznacznie uznawany za najwyższy spośród drewnianych – jego wysokość mierzona zgodnie z architektonicznymi standardami, do szczytu konstrukcji drewnianej pergoli, wynosi 85,4 m, natomiast licząc do szczytu piorunochronu – 88,8 m. Zajął na szczycie podium miejsce ukończonego w 2017 roku kanadyjskiego Brock Commons Tallwood House z Vancouver, przewyższając go o 27 m, jednak w 2022 roku ustąpił budynkowi Ascent z Milwaukee (86,6 m wysokości). Budynek poprzedzający Mjøstårnet na szczycie klasyfikacji, jak i jego następca, to obiekty o konstrukcji hybrydowej mieszanej żelbetowo-drewnianej. Dlatego obiekt z Brummundal należy wciąż uznawać, zgodnie z klasyfikacją z niniejszej pracy, za najwyższy drewniany budynek na świecie.



Rysunek 28 - Przekroje poprzeczne [Abrahamsen, 2017].

W zaprojektowanym przez pracownię Voll Arkitekter Mjøstårnet na 18 piętrach mieszczą się biura, apartamenty, hotel z salą konferencyjną, basen, lokale gastronomiczne

(Rysunek 28). Rozmiary rzutu wynoszą ok. 17 x 37 m (Rysunek 29), a siatka konstrukcyjna to 5 x 6,7-7,5 m.



Fotografia 17 - Po lewej: Ukończony budynek, po prawej: układ konstrukcyjny [Moelven, Abrahamsen, 2017].

Główną konstrukcję nośną stanowi układ słupowo-ryglowy z belek z DKW (Fotografia 17, po prawej). Największe słupy, przenoszące osiowe siły ściskające o wartości 11 500 kN, mają wymiary przekroju 148,5 x 62,5 cm, podczas gdy typowe słupy charakteryzują się przekrojami 72,5 x 81 i 62,5 x 63 cm. Belki stropowe mają rozmiary 36,5 x 58,5-67,5 i 62,5 x 58,5-72 cm [Abrahamsen, 2017].



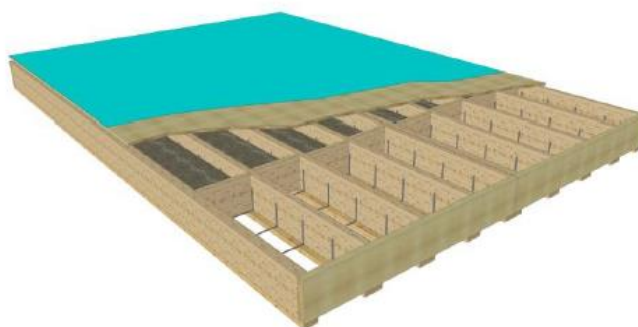
Rysunek 29 - Rzut typowej kondygnacji [Archdaily].

Głównym oddziaływaniem, na który projektowana była konstrukcja, był wiatr (oddziaływania sejsmiczne dla norweskiego regionu są stosunkowo niskie i mogły zostać pominięte). Stateczność zapewniają pionowe wielkowymiarowe układy kratownicowe z DKW o półsztywnych węzłach z blach stalowych ukrytych w dłutowaniach elementów drewnianych, mocowanych do nich za pomocą ścinanych sworzni stalowych [Tulebekova i in., 2022]. Trzon konstrukcji stanowi obudowa klatek schodowych i szachtów windowych z DKK, jednak nie bierze on udziału w przenoszeniu obciążeń poziomych.

Panele stropowe pracują tarczowo, jednak zostały zakwalifikowane jako drugorzędne elementy konstrukcyjne. Na piętrach 2-11 są to panele produkowane przez firmę Moelven o nazwie Trä8 (Rysunek 30), składające się z żeber z DKW sklejonych od góry z płytą z forniru LVL, wypełnione izolacją, o grubości 360 mm. Ich największa rozpiętość w przedmiotowym budynku to 7,5 m, jednak producent deklaruje możliwość wykorzystania nawet przy 10 m [Abrahamsen, 2017]. Na panelach wykonano wypełnienie wełną mineralną o funkcji akustycznej oraz, powyżej, wylewkę żelbetową. Stropy pięter wyższych kondygnacji wykonano jako częściowo prefabrykowane żelbetowe, o grubości 300 mm – stanowią dociążenie wyższej części, korzystnie wpływające na stateczność. Można uznać, że stanowią element drugorzędny, a nawet lokalny, dlatego nie znalazły swojego odzwierciedlenia w przypisaniu do kategorii typologicznej zaproponowanej w niniejszej pracy.

Konstrukcję główną z DKW zaprojektowano z uwzględnieniem odporności ogniowej na 120 minut trwania pożaru, natomiast drugorzędną na 90 minut.

Montaż konstrukcji trwał rok.



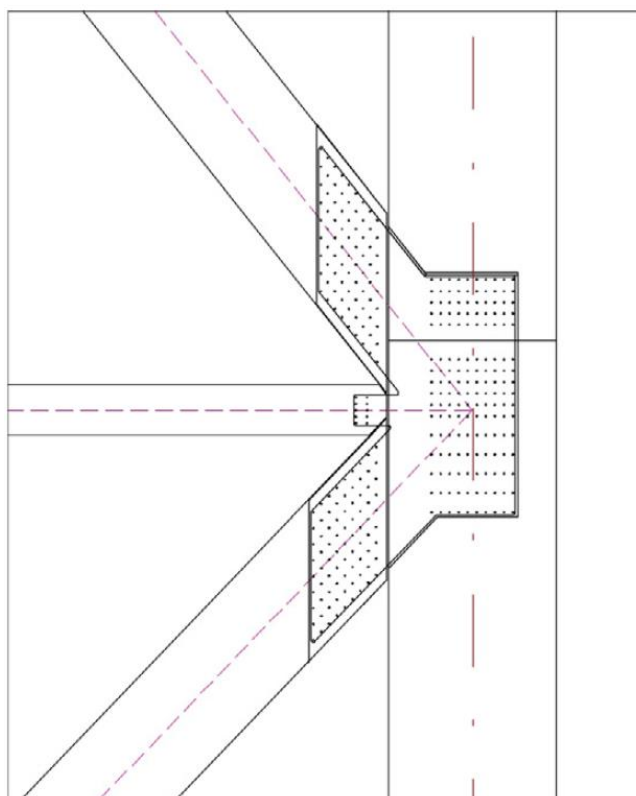
Rysunek 30 - Panel stropowy Trä [Tulebekova i in., 2022].

Wnioski:

Analiza wniosków z konstrukcji w Brummundal jest utrudniona – budynek ma charakter w znacznym stopniu prekursorski i eksperymentalny, nie można go uznać za typowy. Jednak znajduje tu potwierdzenie większość spośród zespołu cech tego typu konstrukcji wymienionych w poprzednich rozdziałach.

Osiemnaście pięter znaczących obciążeń stałych i użytkowych przeniesionych pionową ścieżką transferu obciążeń do żelbetowych fundamentów palowych udowadnia wysoką nośność słupów, związaną z wytrzymałością na ściskanie wzdłuż włókien. Na wspomniane obciążenia składają się żelbetowe stropy wyższych pięter – konieczne, by zminimalizować wyzwania związane niską masą drewnianej konstrukcji, która w tym aspekcie musi być rozważana także jako wada.

Stateczność zapewniono prętowymi układami diagonalnych zastrzałów. Było to możliwe dzięki właściwemu kształtowaniu połączeń, wymagających wysokiej dokładności zapewnionej w procesie prefabrykacji. W przykładowym połączeniu (Rysunek 31) widzimy zastosowanie aż ok. 300 łączników zastosowanych precyzyjnie w węźle pięcioelementowym (dwa słupy, dwa zastrzały i belka pozioma).



Rysunek 31 - Węzeł pięcioelementowy z blachą stalową ukrytą w dłutowaniu wewnątrz elementów drewnianych.
[Tulebekova i in., 2022].

Z drugiej strony pokazuje jak wysokie wymagania muszą być postawione zespołowi projektowemu – nie tylko pod względem stopnia komplikacji, ale także niedostatecznego dotychczas zbadania pracy tego typu węzłów i ich modelowania MES. Wyzwania w projektowaniu stanowią także aspekty akustyczne (stropy drewniane wieńczono grubą warstwą wełny mineralnej) oraz związane z drganiami stropów oraz budynku jako całości [Tulebekova i in., 2022]

Typowa wysokość konstrukcyjna stropów (belki oraz panele Trä8, pracujące razem jako przekrój teowy złożony – belka z cienką półką, to 94,5 do 108 cm wysokości) jest znacząca, co należy uzasadnić dużymi, jak na budownictwo drewniane, rozpiętościami. Jednak nie sposób nie zauważyć, że strop żelbetowy jest 6 cm niższy od drewnianego – choć z drugiej strony, z racji ciężaru własnego, belki go podpierające muszą mieć wyższy przekrój.

Spośród aspektów niekonstrukcyjnych podkreśla się kwestie związane z wydzielaniem dwutlenku węgla [Tulebekova i in., 2022], a także wysoką estetykę, uzyskaną dzięki odsłonięciu wielu powierzchni drewnianych (Fotografia 18).



A

© Nina Rundsveen/Moelven via CTBUH

Fotografia 18 - Odsłonięte masywne słupy konstrukcji w lokalu gastronomicznym [Moelven].

Przede wszystkim jest to jednoznaczny dowód na możliwość wykonania budynku wysokościowego²¹ w konstrukcji homogenicznej drewnianej.

Oprócz powyższych należy jeszcze odnotować obiekty, będące reprezentatywnymi przykładami tej kategorii konstrukcji, stanowiące podstawę opracowania niniejszego rozdziału:

- budynek centrum kulturalnego z częścią hotelową Sara Kulturhaus w Skellefteå w Szwecji, dwudziestopiętrowy (niemal 73 m wysokości), ukończony w 2021 roku, o konstrukcji słupowo-ryglowej z DKW, ze stropami i rdzeniem z DKK, z lokalnie wykorzystanymi elementami stalowymi²² (np. ściąg hybrydowych elementów z DKW, słupy kondygnacji 5, 19 i 20) i żelbetowymi (np. stropy kondygnacji 5 i 6, 19, 20 i stropodach) [Archdaily; Skyscrapercenter; Sara Kulturhaus],

- budynek akademicki Wood Innovation and Design Centre z Prince George w Kanadzie, sześciokondygnacyjny (29,5 m wysokości) obiekt z konstrukcją słupowo-ryglową z drewna klejonego warstwowo, podwójnymi stropami i rdzeniem z CLT, żelbetowym podium, dodatkowo z wykorzystaniem LVL i PSL [Woodworks, 2],

- budynek mieszkalny przy Via Cenni w Mediolanie we Włoszech, dziewięciopiętrowy, w całości wykonany z DKK [Triplewood],

- wielobryłowy budynek mieszkalny Dalston Works w Londynie w Wielkiej Brytanii, w najwyższej spośród kilku połączonych brył dziesięciopiętrowy z żelbetowym podium [Waugh Thistelton Architects - 2].

5.2 Lekkie konstrukcje drewniane

5.2.1 Lekki szkielet drewniany

OPIS:

Zgodnie z przyjętą w niniejszej pracy²³ typologią, konstrukcje z lekkiego szkieletu drewnianego składają się z szeregu prętowych elementów drewnianych o niewielkich przekrojach poszytych konstrukcyjną lub niekonstrukcyjną płytą. W odróżnieniu od opisywanych w następnym rozdziale konstrukcji panelowych i modułów wolumetrycznych, niniejsze wyróżniono jako powstające głównie na budowie, w przeciwieństwie do prefabrykowanych zestawów budowlanych, montowanych w zakładach produkcyjnych.

²¹ Powyżej 55 m zgodnie z polskim *Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*.

²² Odmienne do badania *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* [Safarik i in., 2023], gdzie został zaklasyfikowany jako hybrydowy stalowo-drewniany.

²³ W rozdziale „Główne pojęcia, ich definicje i typologia”.

To właśnie bezpośrednio na plac budowy dostarczane są belki drewniane – często w długościach handlowych, rzadziej już wyposażone we wcięcia, zaciosy i inne obróbki ciesielskie wykonywane obecnie na maszynach do obróbki numerycznej. W tym wypadku zostają one ukształtowane raczej na placu budowy. Podobnie jest z izolacją wkładaną w ściany i mocowaną na nich na powierzchniach elewacyjnych, czy płyty, zszywkowane i gwoździowane do wstępnie zbitego szkieletu, z otworami wycinanymi już po tej części montażu.

Mimo że w drugiej połowie XX wieku w Polsce konstrukcje z lekkiego szkieletu drewnianego stały się obiektem systematyzacji i prefabrykacji [Mielczarek, 1994], to obecnie wydaje się, że najwięcej czerpie się w tej dziedzinie z wzorców północnoamerykańskich i skandynawskich, a stosuje głównie z przeznaczeniem na budownictwo jednorodzinne jedno- i dwukondygnacyjne. W Polsce wciąż popularnym poradnikiem dla budowniczych z drewna jest [Kanadyjski, 1995], zawierający przydatne praktyczne informacje, jednak spisane pół wieku temu, nie zawsze przystające do obecnych standardów i stanu wiedzy.

Konstrukcje z lekkiego szkieletu drewnianego powstają na bazie dwóch typowych układów konstrukcyjnych:

- balonowego, na których ściany są ułożone w sposób ciągły na całej wysokości obiektu – w postaci jednego wysokiego elementu, lub jedna ze ścian stawiana bezpośrednio na ścianie poniżej, podczas gdy stropy mocowane są do nich doczołowo, nie przerywając ciągłości,
- platformowego, w których strop przerywa ciągłość ścian, leżąc na ścianie kondygnacji niższej i stanowiąc podporę dla ściany kondygnacji wyższej.

Z racji prostoty wykonania przy bardzo ograniczonych zasobach na budowie drugi z układów jest zdecydowanie popularniejszy.

Stateczność przestrzenną często zapewnia się za pomocą poszycia szkieletu, niemniej jednak wciąż spotyka się na budowach stężające elementy prętowe (taśmy stalowe, wiatrownice, zastrzały drewniane).

ZALETY:

Wykonywana na budowie konstrukcja z lekkiego szkieletu drewnianego ma swoją zasadniczą zaletę w stosunkowo niskim **koszcie wykonania**. Elementy mogą zostać dostarczone na budowie w stanie surowym, bez żadnych obróbek, którym to zostaną dopiero poddane zaraz przed wbudowaniem przez brygadę montażową o niewielkich kwalifikacjach. Co więcej są to **materiały o wysokiej dostępności**, a także zróżnicowane jakościowo – o cenie dostosowanej do możliwości budżetowych, a także niewielkie – łatwe i niedrogie w transporcie.

Co więcej, konstrukcja cechuje się niskim **ciężarem własnym**, a w efekcie prostymi i niewielkimi fundamentami.

Stosowanie konstrukcji szkieletowej umożliwia **zastosowanie warstw izolacyjnych już w szerokości konstrukcyjnej przegrody**. Umożliwia to wytworzenie ścian i dachów o stosunkowo niskiej grubości, przy dobrych właściwościach izolacyjnych. Dzięki temu zwiększona jest powierzchnia użytkowa budynku.

Drewno stanowiące surowiec podstawowej części konstrukcji jest **materiałem odnawialnym**, jednak należy zwrócić uwagę, że stanowi ono wyłącznie jeden z elementów konstrukcji.

WADY:

Jako największe wady konstrukcji szkieletowej wykonywanej w całości lub przeważającej części na budowie należy wymienić przede wszystkim te cechy, które kreują największą zaletę – koszty wykonania. **Projekty** często są **niskiej jakości**²⁴ – wykonywane przez osoby bez wystarczającej wiedzy w zakresie konstrukcji drewnianych, lub tak ograniczone, że nie zawierają analizy cieplno-wilgotnościowej, sztywności przestrzennej, szkiców detali i wytycznych wykonywania połączeń. Następnie budynki są **wykonywane przez osoby bez wystarczających kwalifikacji**, które nie są w stanie we właściwy sposób wykonać elementów nieuwzględnionych w projekcie, często niezamierzenie zmieniają schemat statyczny, tworzą mostki cieplne, przerywają szczelność. Efekt obu przyczyn możemy zaobserwować poniżej (Fotografia 19):

- brak izolacji przeciwwodnej między podstawą słupa a płytą fundamentową – można już zaobserwować znaczące kapilarne naciąganie wody przez element drewniany,

- spękania wzdłużne słupa już na etapie montażu, który choć nawet mogą nie mieć znaczenia konstrukcyjnego, to stają się alarmujące w momencie, gdy pokrywają się z miejscem umieszczenia łącznika trzpieniowego,

- zbyt bliska odległość łącznika belki stropowej od krawędzi podciągu, która może zastutkować spękaniem w okresie eksploatacji.

²⁴ Na potrzeby niniejszej rozprawy przeanalizowano sześć projektów domów jednorodzinnych dwukondygnacyjnych, spośród których żaden nie zawierał obliczeń stateczności przestrzennej ani detali czy wytycznych konstruowania połączeń, żaden nie zawierał innego sposobu zapewnienia stateczności niż poprzez poszycie ścian, jednak zastosowane przekroje elementów drewnianych uniemożliwiały skonstruowanie prawidłowych połączeń między drewnem a poszyciem, rysunki ograniczały się najczęściej do rzutów konstrukcji stropu i dachu, zdarzały się błędne określenia klas drewna.



Fotografia 19 - Błędy realizacyjne na budowie z użyciem niewykwalifikowanej kadry.

Bezpośrednio z tym związane są cechy typowe dla budownictwa wykonywanego przez brygady niewykwalifikowane lub metodą gospodarczą, stojące na przeciwnym biegunie w stosunku do odpowiedników z procesów prefabrykacji:

- **stosowanie niskiej jakości materiałów** lub o właściwościach niezgodnych z wymaganymi w tego typu zastosowaniu,
- **brak precyzji przy pracach wykonawczych lub ich wykonanie niezgodne ze sztuką budowlaną** (np. w zakresie połączeń drewnianych, zapewniania szczelności) [Kotwica i in., 2022],
- **stosunkowo długi proces budowy** (choć krótszy niż w przypadku analogicznej konstrukcji tradycyjnej),
- **utrudnione prowadzenie liniowych elementów instalacji w elementach konstrukcyjnych**,
- **wrażliwość na warunki atmosferyczne** – zwłaszcza podczas opadów.

Wszystko powyższe sprawia, że konstrukcje z lekkiego szkieletu drewnianego wykonywanego na budowie zazwyczaj ograniczają się do dwóch kondygnacji, choć znane są też przypadki trzy- i czterogondygnacyjnych obiektów, jak np. dom autorstwa architekta Richarda Meiera, wybudowany w 1967 w Darlen w stanie Connecticut w Stanach Zjednoczonych (Fotografia 20), choć użyto w nim lokalnie stalowych słupów, o konstrukcji platformowej [Herzog i in., 2004].



Fotografia 20 - Budowa domu w Darlen. Źródło: Richard Meier & Partners [Archdaily].

Oczywiście wszystkie powyższe wady są często spotykane w tego typu konstrukcjach, jednak z pewnością można znaleźć przykłady, dla których prace projektowe i wykonawcze zostały przeprowadzone z wystarczającą starannością.

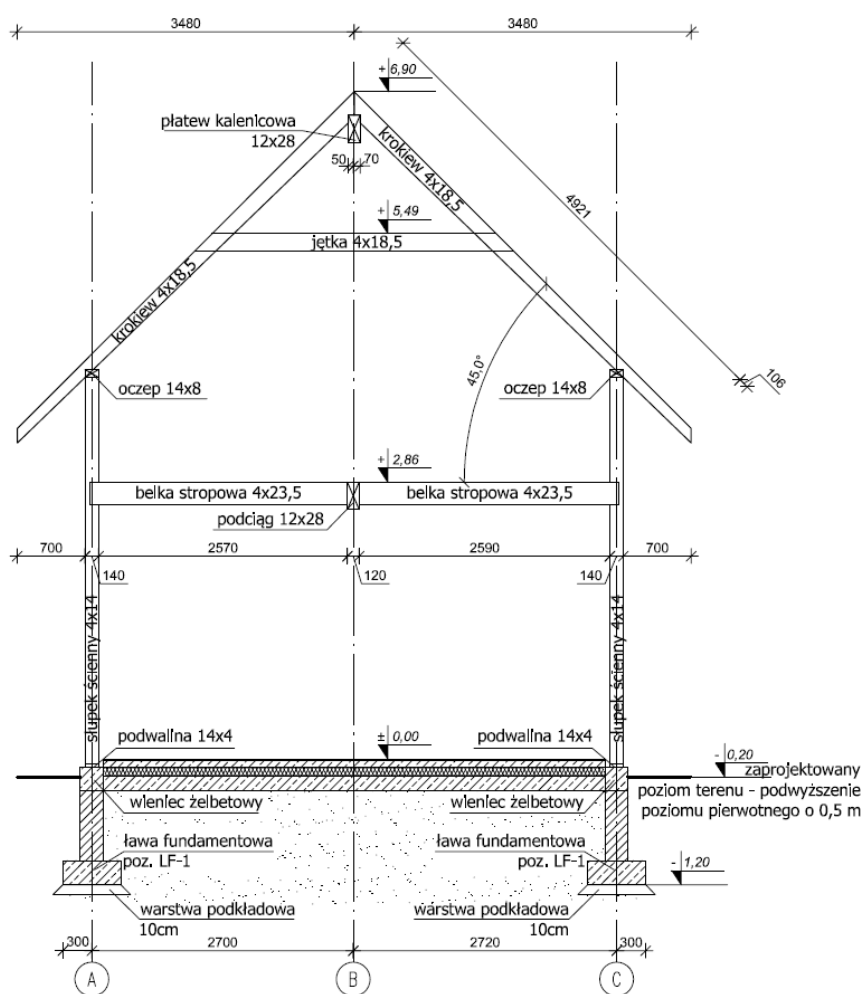
Co więcej, także ze względów ekonomicznych czy dostępności materiału, często unika się, nawet lokalnie, zastosowania elementów konstrukcyjnych innych niż drewno lite czy drewno konstrukcyjne na złącza klinowe, ja np. drewno klejone warstwowo, fornir klejony warstwowo LVL, kształtowniki stalowe. W efekcie ograniczenia wymiarowe elementów drewnianych są czynnikiem decydującym o **niewielkich rozpiętościach stropów, znaczącym ograniczeniu powierzchni otworów w ścianach czy wysokości warstwy konstrukcyjnej stropu.**

PRZYKŁADY:

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Dom jednorodzinny
Lokalizacja:	Słupno
Data ukończenia budowy:	Brak informacji, projekt z 2019

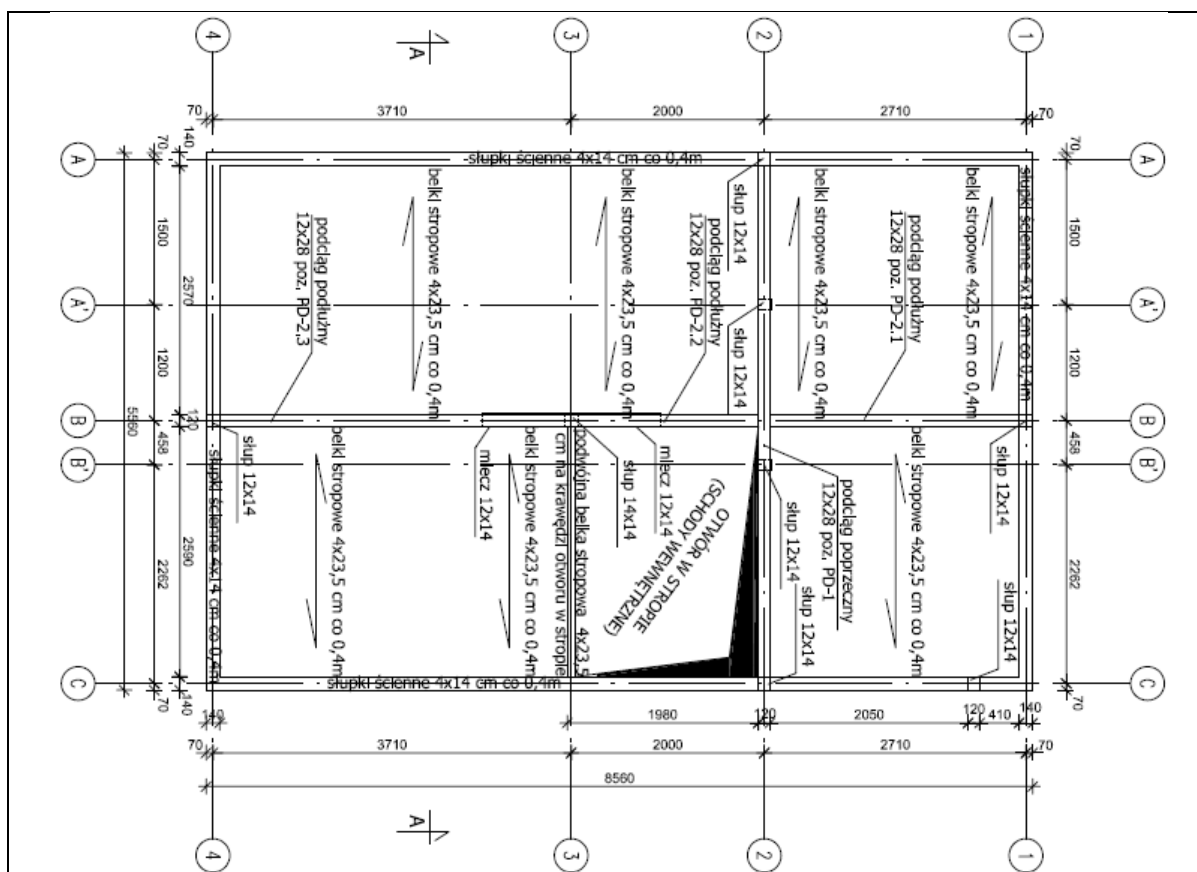
Układ konstrukcyjny:	Lekki szkielet drewniany - balonowy
Układ usztywniający:	Szkielet z płytami poszycia
Opis konstrukcji:	

Przedmiotowy obiekt ma konstrukcję balonową z dachem krokwiowo-jętkowym wspartym na płatwi kalenicowej i ścianach zewnętrznych (Rysunek 32). Strop ma charakter żebrowy, jednoprzęsłowy, oparty na ścianach i podciągach. Wewnątrz zaprojektowano dwa słupy drewniane, jeden z nich dodatkowo zabezpieczony mieczami, podpierającymi główny podciąg podłużny.



Rysunek 32 - Przekrój poprzeczny z projektu konstrukcji.

Zastosowano wyłącznie drewniane elementy belkowe klasy C24, prawdopodobnie z drewna konstrukcyjnego na złącza klinowe, o szerokościach 4 cm i wysokościach od 14 do 23,5 cm, za wyjątkiem bardziej krępych podciągów i płatwi kalenicowej – 12x28 cm (Rysunek 33). Dach, ściany i strop poszyte są konstrukcyjną płytą OSB o grubościach odpowiednio 12, 18 i 22 mm.



Rysunek 33 - Rzut konstrukcji stropu.

Wnioski:

Należy zwrócić uwagę na zastosowanie konstrukcji balonowej. Uciąganie słupków ściennych umożliwiło spięcie ich belkami stropowymi i zapobieżenie rozporowi, będącego efektem krokwiowo-jętkowej konstrukcji dachu. Właściwy dobór ustroju umożliwił zastosowanie stosunkowo wysokich (1,1 m) ścian kolankowych poddasza użytkowego. Niestety, projekt nie zawiera detali czy wytycznych co do kształtowania połączeń, stąd nie wiadomo, w jaki sposób miałyby zostać zapewniony transfer sił, w tym poziomych, jak z krokwi na oczep, czy ze słupków na belki stropowe. Podobnie jest w przypadku połączeń płyty poszycia do szkieletu.

Należy zwrócić uwagę, że – prawdopodobnie ze względów ekonomicznych – użyto przekrojów o szerokości 40 mm. Tak wąskie przekroje uniemożliwiają zgodne z Eurokodem połączenie płyt OSB i słupków drewnianych gwoździ lub zszywkami.

Wysokość konstrukcyjna stropu nie jest bardzo wysoka (doczołowe mocowanie belek stropowych do podciagu sprawiło, że wynosi zaledwie 28 cm), jednak ten sam zabieg sprawił, że wspomniane belki muszą mieć aż 23,5 cm wysokości przy stosunkowo niewielkiej rozpiętości – ok. 2,6 od ściany do podciagu. Rozpiętość stropu w salonie, to

ponad pięć metrów, jednak aby uzyskać taki efekt, trzeba było zastosować pod niego dwa miecze zapierające się o słup i ograniczające światło użytkowe pomieszczenia.

Aby podwyższyć właściwości akustyczne stropu, a także ograniczyć jego drgania podczas eksploatacji, zastosowano wylewkę betonową.

5.2.2 Panele szkieletowe, moduły

Zgodnie z założeniami niniejszej pracy panele i moduły różni od wyżej opisanych konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego stopień prefabrykacji. Choć zarówno dwuwymiarowe panele jak i wolumetryczne (trójwymiarowe) moduły wykonuje się z poszytej płytami ramowej konstrukcji szkieletowej, to jednak zakłada się, że aby znalazły się one w niniejszej kategorii, muszą być przedmiotem prefabrykacji – wytworzenia elementów budowlanych złożonych ze składowych, które przed ich wbudowaniem w określone w projekcie miejsce posiadają inne właściwości niż jako połączona całość. Choć prefabrykacja zazwyczaj odbywa się w wyspecjalizowanych zakładach, to należy zaliczyć do tej kategorii także elementy złożone przed wbudowaniem na placu budowy. W związku z tym wiele elementów opisu konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego oraz paneli i modułów będzie zbieżnych, a różnice wynikną przede wszystkim ze sposobu ich przygotowania.

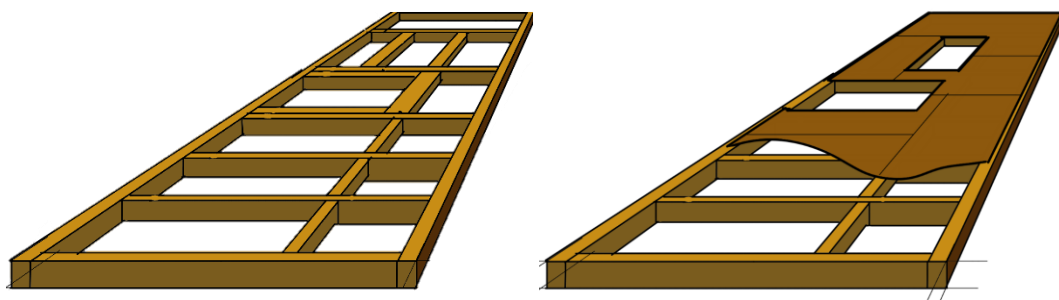
Panele poziome (stropy, stropodachy, sufity, podłogi) i pionowe (ściany) pełnią jednocześnie wiele funkcji, niejednokrotnie nawet wszystkie z poniższych:

- transfer sił poziomych i/lub pionowych,
- zapewnienie sztywności przestrzennej,
- fizyczna przegroda – wydzielenie przestrzeni,
- przegroda przeciwpożarowa,
- izolacja cieplna,
- izolacja akustyczna,
- izolacja przeciwwodna/paroizolacja [Vaugh Thistleton, 2023, 1].

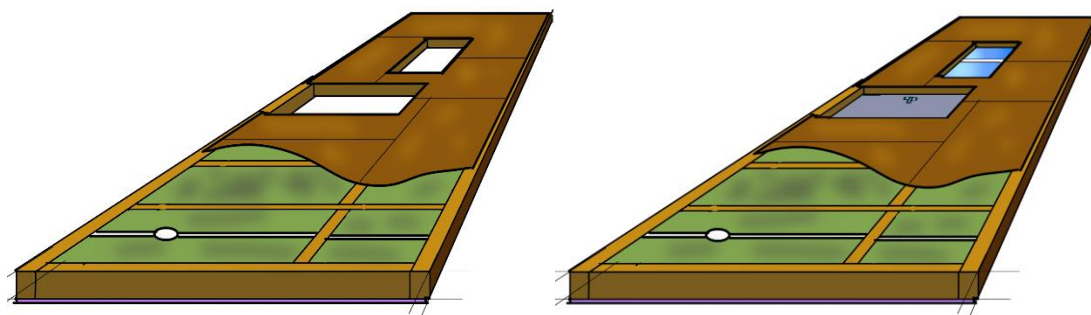
Panele zmontowane przed wbudowaniem w trójwymiarowe, często prostopadłościenną elementy, nazywamy modułami. Podobnie jak w przypadku lekkiego szkieletu drewnianego, także tu stosuje się konstrukcyjne układy balonowe i platformowe, jednak charakterystyka technologii sprawia, że w przeważającej części zastosowanie znajdują te drugie.

Panele są instalowane najczęściej jako złożone z drewnianego szkieletu, poszycia konstrukcyjnego i niekonstrukcyjnego (Rysunek 34), wypełnione izolacją, z wmontowaną stolarką okienną i drzwiową (Rysunek 35). W przypadku przegród zewnętrznych, często ich

składowymi są również niektóre warstwy zewnętrzne (dodatkowa izolacja, łączenie), rzadziej także sama warstwa elewacyjna. Typowo w panelach montuje się już możliwie dużo materiałów instalacyjnych (np. kanały wentylacyjne w stropach, puszki elektryczne czy kable, a przynajmniej liniowe peszle czy sznurki prowadzące, ułatwiające montaż samej instalacji już na budowie).



Rysunek 34 - Panele z lekkiego szkieletu o niskim stopniu prefabrykacji, od lewej: zbitý szkielet, zbitý szkielet z poszyciem.



Rysunek 35 - Panele z lekkiego szkieletu o wysokim stopniu prefabrykacji, od lewej: szkielet z poszyciem, izolacją i instalacją elektryczną; szkielet z poszyciem, izolacją, instalacją elektryczną i stolarką.

Natomiast moduły cechują się jeszcze bardziej zaawansowanym stopniem prefabrykacji. Panele są w nich nie tylko zmontowane ze sobą, ale przed wbudowaniem wykonuje się wewnątrz warstwy wykończeniowe (np. malowanie, tapetowanie, glazurowanie), montuje urządzenia (np. ceramikę białą, urządzenia teletechniczne), a nawet meble, jeśli zostaną zabezpieczone w sposób uniemożliwiający uszkodzenie podczas transportu.

Powyższe elementy prefabrykuje się w fabrykach pod ścisłym reżimem technologicznym, z procedurami stosowanymi przez zakładowe kontrole produkcji, sprawdzające jakość skonstruowania każdego elementu na poszczególnych ogniwach łańcucha procesowego.

Panele i moduły wolumetryczne jako konstrukcje homogeniczne z lekkiego szkieletu drewnianego stosuje się głównie do budynków do czterech kondygnacji, zarówno mieszkalnych (jedno- i wielorodzinnych) jak i użyteczności publicznej.

ZALETY:

Przedmiotowe konstrukcje charakteryzują się **niskim ciężarem** własnym. Dzięki temu są korzystne dla posadowienia w trudnych warunkach gruntowych, ale także stają się znakomitym rozwiązaniem w przypadku istniejących obiektów wykonanych w technologii tradycyjnej:

- nadbudów dodatkowych kondygnacji i rozbudów [Cronhjort, Y. i in., 2015],
- modernizacji dla lepszych właściwości cieplno-wilgotnościowych i usztywnienia [Zuluaga i in., 2022].

Druga z powyższych możliwości to jednocześnie wykorzystanie innej zalety – **umieszczenie materiału izolacyjnego wewnątrz konstrukcyjnej części przegrody**, dając dobrą izolacyjność przy grubości mniejszej niż w technologii tradycyjnej. Jednocześnie wykonywanie paneli i modułów w fabryce umożliwia **zamontowanie w nich elementów instalacyjnych** (kabli, przewodów, rur).

Niezwykle istotne są przede wszystkim aspekty wynikające z zastosowania prefabrykacji. Jednym z nich jest korzystanie z reżimu technologicznego wypracowanego przez zakładową kontrolę produkcji, a w efekcie wykonywanie elementów w kontrolowanych warunkach, niezależnych od środowiska zewnętrznego, przy bieżącym nadzorze, co wpływa bardzo pozytywnie na **jakość wykonania** – w tym dokładność połączeń i uszczelnień czy osadzenie elementów instalacji. Jednocześnie przeniesienie środka ciężkości procesu wykonawczego do fabryki skutkuje zmniejszeniem ilości prac na budowie, a w efekcie:

- **uniknięciem utrudnień związanych z dostępem do wykwalifikowanej siły roboczej**, a także zależnością od licznych podwykonawców, często niezależnych od siebie a powiązanych z branżami,
- **niską czaso- i energochłonnością**,
- możliwością prowadzenia prac w zagęszczonym otoczeniu miejskim, z **niewielką** dla niego **uciążliwością**,
- **oszczędnością materiałową**, związaną ze zwiększoną wydajnością.

Trzy ostatnie to także **obniżenie kosztów środowiskowych** procesu budowlanego.

W przypadku korzystania z technologii modułów wolumetrycznych, prace prowadzone na budowie ograniczają się już do wzajemnego połączenia modułów czy zamocowania ich do fundamentu i podłączenia instalacji, a także niewielkich prac wykończeniowych. Tapetowanie, malowanie, mocowanie ceramiki białej a nawet mebli odbywające się w zakładzie prefabrykacji sprawia, że każde z tych działań zostało wykonane z dbałością o jakość

charakterystyczną dla procesu kontrolowanego, przeprowadzanego zgodnie z wypracowanymi procedurami, przez wykwalifikowanych pracowników.

WADY:

Niejednokrotnie z niezrozumieniem inwestorów przyzwyczajonych do tradycyjnych metod budowania spotyka się proces projektowania. Jak wspomniano wyżej, środek ciężkości procesu wykonawczego przenosi się z budowy do zakładu prefabrykacji, jednak dominującą częścią całości procesu inwestycyjnego staje się projektowanie i przygotowanie produkcji. W związku z tym, że elementy budowlane przygotowywane są niezależnie, na oddzielnych ogniwach łańcucha produkcyjnego, często na automatycznych lub półautomatycznych maszynach, dokumentacja projektowa musi być bardzo uszczegółowiona przed rozpoczęciem produkcji, niejednokrotnie wzbogacona o tzw. pliki maszynowe – zbiory kodu, które umożliwiają maszynom zgodne z zamierzeniem wykonywanie połączeń czy obróbek. Sprawia to, że projekt jest obszerny, choć w znaczącej części cyfrowy, a procesy przedprodukcyjne zazwyczaj trwają dużo dłużej niż sama prefabrykacja i prace budowlane. By uniknąć błędów i przestojów nie powinny też być z nimi prowadzone równolegle. Podsumowując – **proces projektowania jest zdecydowanie dłuższy** niż w technologiach tradycyjnych, a także **niezwykle utrudnione jest wprowadzanie zmian** w jego późniejszych fazach, a zwłaszcza po zakończeniu. Co więcej, zespół projektowy musi być wyspecjalizowany i biegły w technologii prefabrykacji, często unikatowej dla danego producenta, o niewielkiej uniwersalności.

Ponadto wiele aspektów prefabrykacji determinują **ograniczenia produkcyjne** (pola/stoły robocze maszyn) i **logistyczne** (wielkości transportowe). W związku z tym, że prefabrykowane elementy, zarazem panele dwuwymiarowe jak i moduły wolumetryczne, stanowią całości znacznie większe niż części składowe, efekt finalny może być zdeterminowany przez np.:

- stół roboczy do automatycznego zbijania ram lekkiego szkieletu ścian, ograniczający wysokość finalnego elementu do 3,3 m,
- trasy dojazdowe w pobliżu miejsca wbudowania, które ze względu na przejazd pod wiaduktem czy liniami zaopatrzenia w energię elektryczną może być ograniczony do 3,5 m, wliczając wysokość naczepy pojazdu.

Część wad, które wymieniono także w rozdziale dotyczącym konstrukcji wykonywanych na budowie, pozostaje aktualnych, jak choćby:

- **skurczowe efekty** wynikające ze ściskania w poprzek włókien poziomych elementów drewnianych, często zmniejszane przez zastosowanie materiałów drewnopochodnych, jak np. forniru klejonego warstwowo LVL czy stali,

- **niewielkie rozpiętości stropów** (typowo do 4 m),

Wyzwania dotyczące **izolacyjności akustycznej** stanowią wyraźne problemy w przypadku technologii panelowej. Z drugiej strony technologia modułów wolumetrycznych często wiąże się z podwojeniem ścian czy stropów. Każdy moduł posiada własne ściany zewnętrzne, podłogę i sufit, więc w momencie przyłączenia do modułu sąsiadującego dochodzi do podwojenia przegrody z zastosowaniem pomiędzy pustki lub dodatkowego materiału izolacyjnego. Daje to bardzo dobre efekty w przypadku izolacyjności wobec dźwięków powietrznych. Izolacyjność na dźwięki uderzeniowe nadal wymaga specjalnych zabiegów (np. taśmy wygłuszające z tworzyw sztucznych) w celu uzyskania zadowalających wyników.

Jednocześnie należy podkreślić, że wspomniane podwojenie przegród to faktyczne zwiększenie grubości przegrody w stosunku do tradycyjnej alternatywy, a więc **zmniejszenie powierzchni użytkowej** pomieszczeń czy ich wysokości w świetle. Technologie związane z prefabrykacją, w związku ze stosunkowo niskimi kosztami pracy na budowie w Polsce, wciąż stanowią **rozwiązanie droższe**, a zmniejszenie powierzchni użytkowej, która niejednokrotnie stanowi podstawową jednostkę sprzedaży nieruchomości w kraju, dodatkowo wpływa na zwiększenie finalnej ceny.

PRZYKŁADY:

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Dom jednorodzinny
Lokalizacja:	Cierpice k. Torunia
Data ukończenia budowy:	2023
Układ konstrukcyjny:	Modułowy platformowy
Układ usztywniający:	Szkielet z płytami poszycia
Opis konstrukcji:	
Przedmiotowy budynek to dom jednorodzinny o powierzchni zabudowy nie przekraczającej 70 m ² . Domyślnie składa się z czterech modułów, każdy o wymiarach ok. 3,5 x 10 x 3 m. Zaprojektowano go w wersji z dachem dwuspadowym (przedstawiona na wizualizacji i rysunkach technicznych poniżej, Rysunek 36, Rysunek 37) oraz z dachem płaskim, którą ostatecznie wyprodukowano i zmontowano (Rysunek 39, Fotografia 22).	



Rysunek 36 - Wizualizacja gotowego domu. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Konstrukcja w układzie platformowym składała się z następujących elementów:

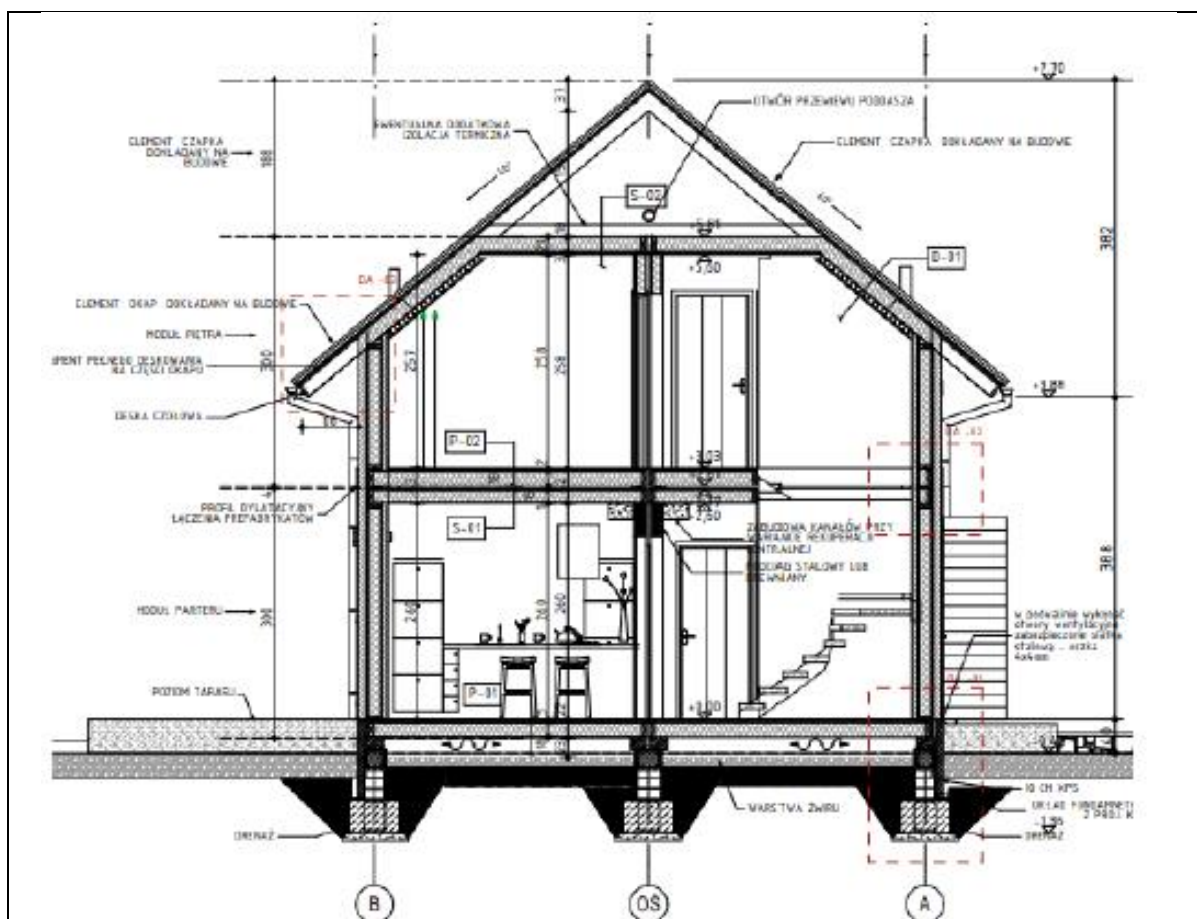
- podłogi – belki z KDZK klasy C24 o wymiarach 6x18 cm, poszyte płytą OSB/3 o gr. 22 mm,
- sufity - belki z KDZK o wymiarach 6x10 cm, poszyte analogicznie do podłóg,
- ściany – słupki z KDZK 6x12 cm, poszyte jedno- lub dwukrotnie płytą OSB/3 o gr. 12 mm.

By zapewnić przestrzeń salonu na parterze, zastosowano podciągi z drewna klejonego warstwowo, połączone ze sobą i z dodatkowym drewnianym elementem wzmacniającym za pomocą wkrętów pełnogwintowych, w sposób umożliwiający stworzenie przekroju złożonego „U” o częściowo wspólnej dystrybucji naprężeń.

Stateczność zapewniono całkowicie w poprzez tarczowe wykorzystanie ścian i stropów.

Ramy szkieletu drewnianego były zbijane automatycznie na gwoździe, a płyty docinane i szyte zszywkami 16x38 i 16x50 na stołach z mostami wielofunkcyjnymi firmy Weinmann. Zastosowano izolację wdmuchiwaną automatycznie, zgodnie z danymi zawartymi w projektowych plikach maszynowych, w formie wełny skalnej. Opłytowanie w warstwie wykończeniowej stanowią płyty gipsowo-kartonowe.

Zastosowanie technologii modułowej sprawiło, że sumaryczna standardowa wysokość stropu (bez podciągu, sufit z przestrzenią międzymodułową oraz podłoga) wyniosła bez warstw wykończeniowych ok. 44 cm. Analogiczna grubość głównej ściany wewnętrznej (dwie ściany zewnętrzne modułów z pustką pomiędzy) to ok. 37 cm.



Rysunek 37 - Przekrój poprzeczny. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Moduły zostały sprefabrykowane na linii produkcyjnej w zaawansowanym, jednak niepełnym stopniu. Zainstalowano stolarkę okienną i drzwiową, wykończono ściany oraz sufity (malowanie), pozostawiono do wykończenia warstwę podłóg. Instalacje elektryczne i sanitarne zamontowano w ścianach i przedściankach, pozostawiając miejsca na gniazdka, wyłączniki i urządzenia rekuperacji zdecentralizowanej (Fotografia 21). Ceramika biała została zamontowana na linii prefabrykacji, podobnie jak przewody wodno-kanalizacyjne.

Zmontowanie czterech modułów i zamknięcie budynku do uzyskania szczelności zajęło niecały dzień roboczy. Znacznie dłużej trwały prace wykończeniowe.



Fotografia 21 - Parter z widoczną granicą między modułami przed połączeniem konstrukcyjnym i pracami wykończeniowymi.

Wnioski:

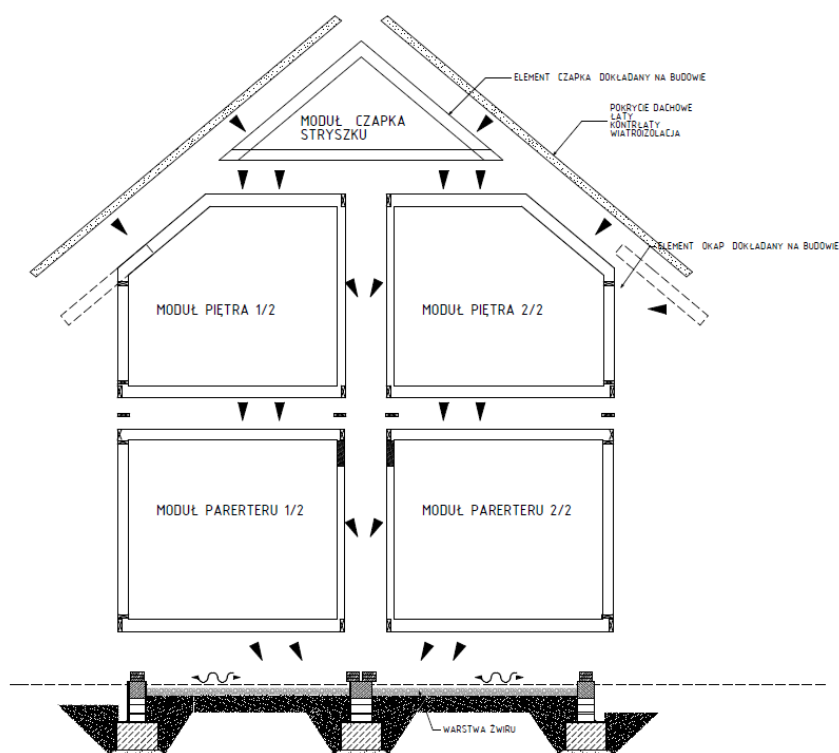
Niski ciężar konstrukcji, a także jej tarczowa praca i zmniejszenie sił odrywających naroża modułów podczas działania wiatru, umożliwiły posadowienie budynku na punktowych fundamentach, za pośrednictwem podwaliny montażowej z drewna klejonego warstwowo. W przypadku odpowiednich warunków gruntowych możliwe byłoby także posadowienie bezpośrednie na płycie o gr. 14 cm, ławach fundamentowych 40x30 cm lub palach wkręcanych – co stanowi o dużej uniwersalności. Wskazuje to na korzystną pracę całości układu, jednak należy wziąć pod uwagę niewielką skalę obiektu (ściana szczytowa jako pole działania wiatru ma zaledwie ok. 45 m², natomiast podłużna ok. 70 m²), a także układ funkcjonalny, który umożliwiał korzystne proporcje poszczególnych paneli usztywniających (długość większa od wysokości)

Jako podwaliny i oczepy wykorzystano elementy z KDZK – skurcze związane z niską wytrzymałością na ściskanie w poprzek włókien drewna nie powinny się uwidocznić przy elementach narażonych na tak małe obciążenia, z nielicznymi miejscami ich punktowych koncentracji.

Wprowadzenie izolacji pomiędzy elementy konstrukcyjne umożliwiło skonstruowanie ściany o niskim współczynniku $U=0,12 \text{ W/(m}^2\text{K)}$ przy grubości ok. 38 cm, wraz z warstwami elewacyjnymi i tzw. przedścianką, umożliwiającą rozprowadzenie instalacji bez naruszenia szczelności warstwy paroizolacyjnej.

Zwraca uwagę utrata przestrzeni użytkowej związana z zastosowaniem technologii modułowej (podwojony strop i ściana międzymodułowa, Rysunek 38), zwłaszcza w połączeniu ze stosunkowo małą rozpiętością ($<3,2 \text{ m}$). Dodatkowo strop jest jeszcze lokalnie obniżony (do ok. 2 m wysokości w świetle) w miejscu występowania podciągu.

Czas montażu należy ocenić jako bardzo krótki (jeden dzień) – do stanu zamkniętego i szczelnego (Fotografia 23).



Rysunek 38 - Schemat podziału domu na moduły. Źródło: materiały Andrewex Construction.



Rysunek 39 - Moduł pierwszego piętra - połączenie zdjęcia z hali produkcyjnej ze szkicem drewnianych elementów konstrukcyjnych.



Fotografia 22 - Montaż modułu pierwszego piętra. Wersja budynku z dachem płaskim.



Fotografia 23 - Moduły posadowione przed połączeniem. Wersja budynku z dachem płaskim.

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Goldsmith Street - domy jednorodzinne/wielorodzinne w zabudowie szeregowej
Lokalizacja:	Norwich, Wielka Brytania
Data ukończenia budowy:	2019
Układ konstrukcyjny:	Panelowy platformowy
Układ usztywniający:	Szkielet z płytami poszycia
Opis konstrukcji:	
Osiedle o nazwie zapożyczonej od ulicy, przy której jest zlokalizowane, Goldsmith Street składa się ze 105 jednostek mieszkalnych, spośród których 45 to niezależne domy, natomiast 60 to mieszkania. Są to dwu- i trzykondygnacyjne budynki (Rysunek 40) wybudowane z dwuwymiarowych prefabrykowanych paneli z lekkiego szkieletu drewnianego (Fotografia 24, Fotografia 25) przez irlandzkie przedsiębiorstwo Cygnum Timber Frame.	



Rysunek 40 - Przekroje przez budynki typów A, B, C i D. W prawym dolnym rogu plan zagospodarowania terenu ze wskazaniem lokalizacji danych typów [EU Mies Award].



Fotografia 24 - Osiedle podczas budowy [Cygnum].

Ściany składają się z dwóch niezależnych warstw szkieletów drewnianych (o wysokości przekroju słupka 89 i 67 mm), wypełnionych izolacją celulozową i poszytych

dwustronnie płytami OSB, co zapewnia sztywność przestrzenną. Stropy skonstruowano z belek dwuteowych o wysokości 400 mm o maksymalnych rozpiętościach do ok. 5 m. To rozwiązanie umożliwiło lokalne otworowanie środków belek oraz prowadzenie w nich liniowych elementów instalacji.

Domy uzyskały status pasywnych – było to możliwe także dzięki zastosowaniu przegród o współczynnikach U rzędu 0,1-0,12 W/(m²K) z uniknięciem mostków termicznych dzięki wspomnianej wyżej warstwowej budowie ścian. Pozwoliło to także na uzyskanie wysokiego wyniku w teście szczelności – 0,57 dla 50 Pa.



Fotografia 25 - Montaż panelu stropowego [Cygnum].

Finalnie ściany zewnętrzne miały grubość 60 cm – razem z warstwą cegły elewacyjnej (Fotografia 26).



Fotografia 26 - Jeden z budynków przy Goldsmith Street w Norwich [Cygnum].

Wnioski:

W projektach Goldsmith Street wykorzystano niewątpliwą zaletę technologii panelowej z lekkiego szkieletu drewnianego – możliwość wykonania szczelnych, dobrze izolujących przegród o stosunkowo niewielkiej grubości. Znaczącą rolę w uzyskaniu miana domów pasywnych miała dokładność wykonania, możliwa dzięki prefabrykacji w zakładzie produkcyjnym.

Jednocześnie przegrody wykorzystano do prowadzenia liniowych elementów instalacji. Z pewnością miało to wpływ na konstrukcyjną wysokość stropów, stosunkowo dużą, przy niewielkiej rozpiętości (do 5 m).

Wykonywanie elewacji w technologii murowej wiąże się w przypadku budownictwa szkieletowego z ryzykiem związanym ze skurczem poziomych elementów drewnianych, ulegających temu zjawisku pod długotrwałym obciążeniem. Różnica między deformacjami warstw konstrukcyjnych i elewacyjnej może mieć bardzo negatywne skutki związane ze szczelnością budynku – zwłaszcza na styku ze stolarką okienną. W przypadku budynków niskich, jak przedmiotowy, najczęściej przemieszczenia są na tyle małe, że mogą zostać uznane za pomijalne.

Materiały dostępne na stronach internetowych, związane także z przyznaniem inwestycji nagrody RIBA Stirling w 2019 przez Królewski Instytut Architektów Brytyjskich, podkreślają niskie koszty użytkowania obiektu, związane z niewielkim zapotrzebowaniem na energię, niewiele wyższym kosztem wykonania niż rekomendowany dla budownictwa mieszkaniowego oraz ilość sekwestrowanego w konstrukcji dwutlenku węgla. Wszystkie trzy aspekty są typowymi zaletami właściwymi dla prefabrykowanych konstrukcji homogenicznych z lekkiego szkieletu drewnianego.

5.3 Hybrydowe konstrukcje mieszane

5.3.1 Drewniano-żelbetowe

OPIS:

Najpopularniejszym typem konstrukcji hybrydowych z dominującą rolą elementów drewnianych są hybrydy drewniano-żelbetowe, w przypadku budownictwa wysokiego przewyższające nawet ilościowo konstrukcje homogeniczne [Svatos-Raznjević i in., 2022; Safarik i in., 2023; Salvadori, 2023]. Elementy żelbetowe stanowią częste uzupełnienie każdego typu konstrukcji drewnianej: z drewna masywnego, lekkiego szkieletu, wykonywanej na budowie czy prefabrykowanej.

Typowo, w pierwszej kolejności jako element żelbetowy wprowadza się pionowy rdzeń (np. w formie klatki schodowej, szybu windowego), w całości żelbetowy lub jako układ sztywno połączonych ram z wypełnieniem murowym. Jego główne zadanie to zapewnienie stateczności całej konstrukcji. Wówczas siły zewnętrzne (wiatr, oddziaływania sejsmiczne) transferowane są do niego stropami (np. z DKK), by następnie przenieść je do fundamentów i gruntu. Najczęściej unika się asymetrycznego rozkładu rdzeni w rzucie, tak by środek sztywności²⁵ konstrukcji położony był w pobliżu osi tworzonej przez wypadkową sił poziomych. Dlatego rdzeń pojedynczy sytuuje się zazwyczaj centralnie, natomiast w przypadku większej ich liczby, wprowadza się je parzyście, symetrycznie względem geometrycznego środka ciężkości bryły obiektu.

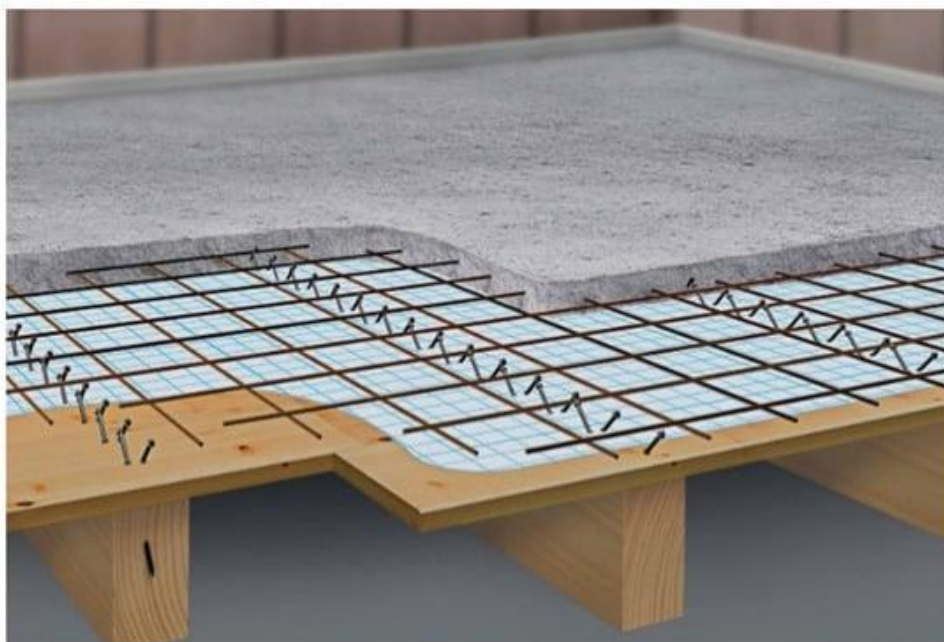
W dalszej kolejności, lecz rzadziej, stosuje się w tego typu konstrukcjach hybrydowych słupy, a następnie belki żelbetowe, jako składową drewnianą wykorzystując stropy czy ścianami z płyt z DKK lub lekkiego szkieletu drewnianego. Rolą słupów i belek jest wówczas przenoszenie oddziaływań pionowych i poziomych, przez co tworzą główną konstrukcję budynku.

Częściej, zwłaszcza w ostatniej dekadzie²⁶, stosuje się układy słupowo-ryglowe z drewna klejonego warstwowo ze stropami hybrydowymi drewniano-żelbetowymi (Rysunek 41) - złożonymi ze współpracujących ze sobą zeber (belek z DKW czy LVL) lub płyty (z DKK) w części rozciąganej przekroju zginanego, z płytą żelbetową, pracującą głównie na ściskanie [Waugh Thistleton, 2023, 1]. Ścinanymi łącznikami między oboma warstwami przekroju złożonego są zazwyczaj wkręty stalowe czy blachy perforowane wklejane w drewno [Łukaszewska, 2009; Siddika i in., 2021]. Zastosowanie tego typu hybrydowych elementów konstrukcyjnych pozwala na zmniejszenie grubości konstrukcyjnej stropu, zwiększenie masy budynku czy ograniczenie drgań.

Jak wspomniano, stropy hybrydowe wykonuje się często jako prefabrykowane, w formie dwuwymiarowych paneli. Na budowie musi dojść jedynie do powiązania sąsiadujących elementów – np. poprzez wypełnienie betonem zbrojonej przestrzeni na ich styku, tzw. pachwin. Rzadziej wykonywane są warianty, w których całą warstwę żelbetową konstrukcji wykonuje się na budowie, a takiemu zabiegowi towarzyszy raczej korzystanie z układu z płyt z DKK, które stanowią jednocześnie tracony szalunek.

²⁵ Punkt, w którym przyłożenie wypadkowej siły nie powoduje powstania momentów działających w płaszczyźnie poziomej konstrukcji.

²⁶ Np. W Suurstoffi 22 ze szwajcarskiego Zug z 2018 roku, w wiedeńskim Hoho z 2019, Timber Pioneer we Frankfurcie, ukończonym w 2023 roku, czy Timber Peak z Mainz, którego budowa powinna zostać zakończona w 2024-2025 roku..



Rysunek 41 - Strop hybrydowy z żeber drewnianych i płyty żelbetowej, połączonych wkrętami stalowymi [Huber, 2021].

Inne wspomniane żelbetowe elementy konstrukcji wykonuje się zarówno w wariantach monolitycznych jak i prefabrykowanych. Z tym, że należy zauważyć, że – zgodnie z wiedzą autora - rdzenie przeważnie wykonuje się na budowie, natomiast liniowe elementy konstrukcji (słupy, belki) jako prefabrykaty.

ZALETY:

W związku z porównawczym charakterem niniejszego rozdziału, cechy konstrukcji hybrydowych mieszanych należy porównywać w kontekście innych przedmiotowych typów konstrukcji, zwłaszcza homogenicznych drewnianych. Zazwyczaj jako pierwszą z zalet wymieniano w ich przypadku niski ciężar własny. Rzeczywiście, często stanowi bardzo pozytywną cechę, gdy rozważa się transfer sił na konstrukcje poniżej czy oddziaływania na grunt. Z drugiej strony, powyżej wskazano wyraźną tendencję wzrostu proporcji zastosowania konstrukcji hybrydowych drewniano-żelbetowych wraz ze wzrostem wysokości budynków. Jest to bezpośrednio związane z zapewnieniem stateczności, w której konstrukcja musi przeciwdziałać efektom sił poziomych wiatru lub, przede wszystkim, oddziaływań sejsmicznych²⁷ - przesunięciu i obrotowi. Właśnie drugiemu spośród wymienionych zjawisk najłatwiej zaradzić, wprowadzając siły, przeciwdziałające poderwaniu elementu, tzw. siły

²⁷ Dla formalności należy zaznaczyć, że dla oddziaływań sejsmicznych oddziaływania w postaci obciążeń nadanych na konstrukcję są wyłącznie swego rodzaju uproszczeniem, umożliwiającym ujednolicenie sposobu wymiarowania konstrukcji w Stanach Granicznych Nośności i Użytkowalności zgodnie z metodyką Eurokodów, gdy w tym przypadku to w rzeczywistości sprawdzenie zachowania nośności wobec wystąpienia gwałtownych deformacji poziomych.

stabilizujące – najczęściej będące po prostu ciężarem własnym konstrukcji lub innymi obciążeniami stałymi. Stąd, będąc konsekwentnym, w tym kontekście trzeba wyróżnić jako zaletę w stosunku do konstrukcji homogenicznych drewnianych – **zwiększenie ciężaru własnego**, w przypadku budynków smukłych, w których trudno zachować sztywność przestrzenną.

Z tą samą właściwością, **zwiększeniem sztywności konstrukcji**, związane jest wprowadzenie rdzenia lub rdzeni żelbetowych do konstrukcji drewnianych. Jak wspomniano wyżej, w przypadku homogenicznych konstrukcji drewnianych utrudnione jest tworzenie konstrukcji sztywnych bez zastosowania elementów zaburzających funkcjonalną przestrzeń przez nie tworzonych (ścian usztywniających, zastrzałów drewnianych, stężeń w postaci cięgien stalowych itp.), a kształtowanie między prętowymi elementami drewnianymi węzłów przenoszących moment zginający wymaga zastosowania dużej liczby łączników i skomplikowanego wykonawstwa, co rodzi wyzwania natury praktycznej i ekonomicznej. Prostym tego rozwiązaniem jest stworzenie układu, w którym siły poziome będą w części drewnianej konstrukcji transferowane tylko zgodnie z zadaniem kierunkiem (np. ze ścian zewnętrznych na stropy, następnie w płaszczyźnie tychże), a przenoszone poniżej dopiero przez zestaw elementów o innym charakterze pracy, przystosowanym właśnie do tego celu – rdzeniom usztywniającym. Wytworzenie ich jako żelbetowych, a także powiązanie z nimi konstrukcji drewnianej jest stosunkowo łatwe i niegenerujące nadmiernych kosztów.

Jednocześnie, zgodnie z prawodawstwem wielu krajów (w tym Polski) ścieżki ewakuacyjne (a więc np. klatki schodowe) muszą stanowić specjalnie wydzieloną strefę pożarową, wykonaną z materiałów niepalnych – co wyklucza zastosowanie drewna. Także to sprawia, że klatki schodowe wykonane z żelbetu naturalnie stają się elementami stanowiącymi rdzenie usztywniające konstrukcji hybrydowych drewniano-żelbetowych.

Choć należy wyraźnie podkreślić, jak wspomniano w poprzednich rozdziałach, dobre właściwości drewna, którymi cechuje się w sytuacji oddziaływania ognia, to jednak niezaprzeczalna jest komplikacja związana z połączeniami, często stalowymi, które stanowią słabe ogniowo takich łańcuchów konstrukcyjnych. Połączenia między elementami żelbetowymi, stanowiące po prostu przedłużenie otulonego betonem zbrojenia, można określić jako łatwiejsze do zaprojektowania i wykonania. Stąd wśród zalet przedmiotowych konstrukcji należy umieścić – **możliwość łatwiejszego skonstruowania elementów o większej ognioodporności**.

Jako wady homogenicznych konstrukcji drewnianych pojawiały się wielokrotnie kwestie dotyczące elementów konstrukcyjnych, pracujących jako głównie zginane, często

poziomych, takich, których ważną właściwością jest moduł sprężystości - wyraźnie niższy dla drewna niż alternatywnych materiałów. Wspomniane hybrydowe elementy konstrukcyjne, panele stropowe złożone drewniano-żelbetowe, cechują się lepszymi właściwościami. Są przekrojowo **niższe niż odpowiedniki** homogeniczne o odpowiadających wytrzymałościach i sztywnościach, a więc dzięki nim **możliwe jest uzyskanie większych rozpiętości**²⁸ dla tych samych warunków.

Dodatkowo, także w konstrukcjach homogenicznych drewnianych, często żelbetowa wylewka stanowi kluczową, choć niekonstrukcyjną, warstwę stropu, niezbędną zwłaszcza w budynkach użyteczności publicznej. W omawianym przypadku owa wylewka, przynajmniej w części, jest inkorporowana w część konstrukcyjną, wnosząc swoje pozytywne właściwości i wpływ na **redukcję drgań** oraz **zwiększenie izolacyjności akustycznej**.

Natomiast elementy żelbetowe jako belki lub podciągi często wprowadza się w miejscach, które szczególnie są narażone na kolizje z liniowymi elementami instalacjami – ze względu na **łatwiejsze zachowanie nośności** przy właściwym zbrojeniu **w pobliżu wykonania przebiecia**.

Mając na uwadze powyższe, podsumowując, stwierdza się, że budynków powyżej trzech kondygnacji, innych niż mieszkalne, wprowadzenie wspomnianych elementów żelbetowych sprawia, że zasadniczą zaletą konstrukcji hybrydowej żelbetowo-drewnianej w stosunku do homogenicznej jest jej **niższy koszt**.

WADY:

Wprowadzając do konstrukcji elementy żelbetowe w sposób oczywisty zmniejsza się w znaczącym stopniu znaczenie kwestii podstawowych dla budownictwa zrównoważonego:

- wprowadzając elementy o **wysokim koszcie środowiskowym** zmniejsza się możliwą sekwestrację węgla [Mirdad i in. 2021], a także inne pozytywne środowiskowo efekty [Pamrov i in., 2023; Waugh Thistleton, 2023, 1], związane nie tylko z samym wytworzeniem, ale też z transportem ciężkich elementów na budowę,
- wraz z ograniczeniem możliwości uwidocznienia użytkownikowi naturalnych drewnianych powierzchni, co dzieje się, przy zastąpieniu stropu z DKW i DKK alternatywnym hybrydowym żelbetowo-drewnianym **redukuje się wpływ drewna na człowieka związany z biofilia**,

²⁸ Przyjmuje się, w zależności od źródeł, że maksymalne uzasadnione ekonomicznie i funkcjonalnie rozpiętości stropów homogenicznych wynoszą 8-10 m, natomiast drewniano-żelbetowe ok. 50% więcej. Dokładniejsze porównanie zestawu przypadków z różnymi wariantami części drewnianej i żelbetowej można znaleźć w [Mirdad i in., 2021].

- **redukcja potencjału recyklingu** – rozbiórki i ponownego wprowadzenia do użycia elementów budowlanych, które jako elementy drewniane łatwiej jest poddać obróbce i ponownie wykorzystać, realizując założenia gospodarki obiegu zamkniętego.

Gwoli sprawiedliwości należy dodać, że powyższe wady to często efekt kompromisu – umożliwiające obniżenie kosztu wykonania obiektu, przy jednoczesnym zastosowaniu konstrukcji drewnianej w bardzo dużym stopniu i wydają się one być w znacznym stopniu usprawiedliwione, jeśli w opozycji stawia się wykonanie danego obiektu w technologii tradycyjnej.

Innymi negatywnymi aspektami są ryzyka wynikające z połączenia dwóch materiałów o różnym charakterze pracy w ramach jednego układu, z których należy wymienić:

- **różnica w odkształceniach materiałów**, wynikająca zwłaszcza ze zmiany wymiarów przekrojów drewnianych w wyniku działania długotrwałych obciążeń w formie ściskania w poprzek włókien, a także sorpcji i desorpcji pary wodnej lub wody,

- niebezpieczny **wpływ prac mokrych**, związanych z elementami żelbetowymi, wykonywanych na budowie na starannie przygotowane na prefabrykacji elementy drewniane, zwłaszcza pod względem estetycznym.

W przypadku pierwszym mowa o sytuacji, gdy kilkukondygnacyjny budynek o konstrukcji hybrydowej drewniano-żelbetowej posiada jedną część, w której ścieżka obciążeń pionowych biegnie przez szereg kondygnacji, ściskając elementy żelbetowe (np. ściany klatki schodowej), na które długotrwałość obciążeń nie ma znaczącego wpływu, a także drugą, analogiczną do pierwszej pod względem ilości przenoszonych obciążeń a także liczby kondygnacji, która posiada w swojej budowie zestaw elementów, przez które ta ścieżka przebiega w kierunku poprzecznym do ich kierunku włókien (jak choćby przez oczepy i podwaliny ścian lekkiego szkieletu drewnianego). Owe po kilku latach ulegają całościowej deformacji – skutkowi sumarycznych skurczów kolejnych podwalin i oczepów, które utraciły ułamki milimetrów i milimetry ze swoich wysokości przekrojowych. Choć dla pojedynczej belki drewnianej taka utrata wymiaru jest pozbawiona znaczenia, to już jako suma wszystkich elementów drewnianych, które uległy takiemu odkształceniu na rozpatrywanej wysokości obiektu, staje się kilkoma centymetrami. Na najwyższych kondygnacjach jest to kilka centymetrów różnicy między rzędną podłogi na stropie drewnianym a przyległym miejscem we wspomnianej klatce żelbetowej. Podobne niebezpieczeństwa związane są z różnicami w odkształceniu choćby elementów elewacyjnych czy instalacyjnych.

Należy podkreślić, że tego typu ryzyka i ewentualne naprawy często przewiduje się już na etapie projektowania, przedstawiając sposoby im przeciwdziałania. Dodatkowo jest to

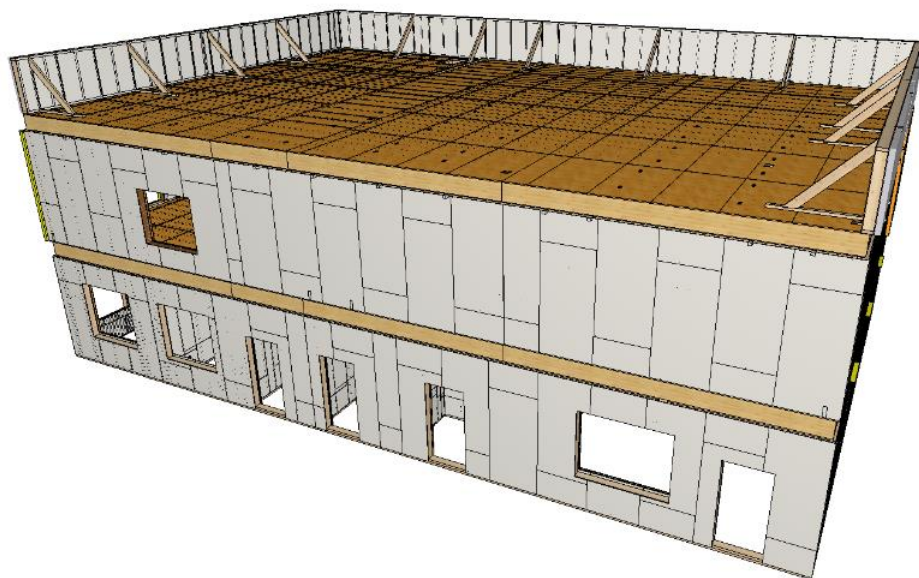
głównie zagrożenie konstrukcji z lekkiego szkieletu - konstrukcje z drewna masywnego zazwyczaj kształtuje się w taki sposób, by wykluczyć wszelkie miejsca, w których może dojść do ściskania w poprzek włókien skutkującego na wymiary globalne.

W przypadku wspomnianych prac mokrych, mowa jest o ryzyku związanym z wpływem tego typu procesów prowadzonych bez wystarczającej staranności na konstrukcję drewnianą na placu budowy. Zdarzały się przypadki, gdy niewłaściwie uszczelnione styki (tzw. pachwiny) między panelami stropów hybrydowych żelbetowo-drewnianych stały się źródłami przecieków mieszanki betonowej, służącej do ich wypełniania, naruszając następnie powierzchnie kolejnych elementów drewnianych. Podobnie, w warunkach przyspieszania procesu budowlanego bez zwracania uwagi na wymagania technologiczne, często się zdarza, że prowadzi się prace mokre (np. tynkowanie ścian żelbetowych czy murowanych) w niewentylowanych pomieszczeniach z konstrukcją drewnianą, a następnie gwałtownie ociepla się te pomieszczenia, przyspieszając termin oddania do użytkowania. W efekcie elementy drewniane nabierają wilgotności i pęcznieją, po czym bardzo szybko ją tracą, kurcząc się. Skutkuje to licznymi spękaniem – najczęściej o charakterze istotnym ze względu na estetykę, lecz niejednokrotnie także niebezpiecznych nośnościowo.

PRZYKŁADY:

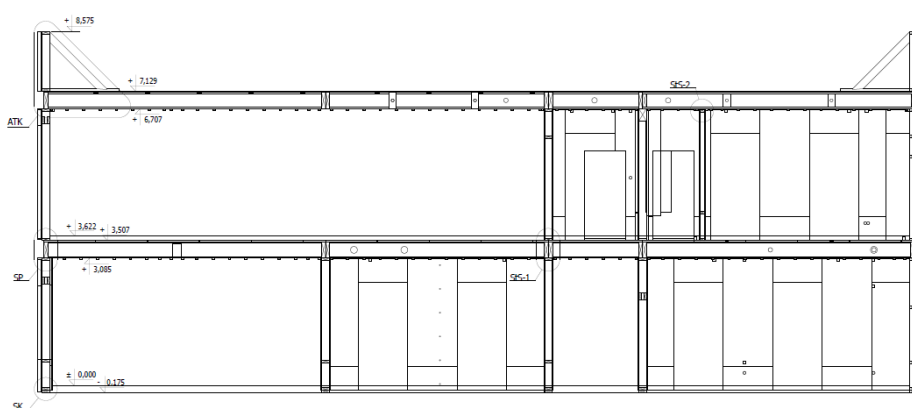
Nazwa własna/Funkcjonalność:	Budynek socjalno-biurowy
Lokalizacja:	Cierpice k. Torunia
Data ukończenia budowy:	2023
Układ konstrukcyjny:	Panelowy platformowy
Układ usztywniający:	Rdzeń żelbetowy
Opis konstrukcji:	
Przedmiotowa konstrukcja jest efektem adaptacji pierwotnie zaprojektowanej konstrukcji tradycyjnej (żelbetowo-murowej) do warunków produkcyjnych zakładu prefabrykacji. W związku z tym, że wykluczono możliwość uzyskania zamiennego pozwolenia na budowę, liczba możliwych do wprowadzenia zmian dotyczących kształtu budynku była bardzo ograniczona. Pierwotna wysokość spowodowała konieczność wytworzenia wysokiej attyki, a układ funkcjonalny z rozkładem pomieszczeń sprawił, że zastosowanie rozwiązania z użyciem modułów wolumetrycznych o najwyższym stopniu prefabrykacji było nieefektywne pod względem terminowym i ekonomicznym. Z tego powodu podjęto decyzję o wykonaniu konstrukcji w formie panelowej z zastosowaniem rdzenia żelbetowego – klatki schodowej.	

Obiekt jest dwukondygnacyjny o wymiarach w rzucie ok. 14x21 m (Rysunek 42, Rysunek 43), niepodpiwniczony. Pełni funkcję budynku socjalno-biurowego – jest położony bezpośrednio przy hali zakładu prefabrykacji, a mieszczą się w nim biura nadzoru produkcji oraz pomieszczenia pracownicze (szatnia i stołówka o dużych otwartych przestrzeniach, a także łazienki).



Rysunek 42 – Wizualizacja konstrukcji panelowej. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Konstrukcja składa się z paneli ściennych zewnętrznych z KDZK o przekrojach głównie 6x18 cm, poszytych płytami OSB i gipsowo-włóknowymi. Ściany wewnętrzne mają funkcje nośne i nienośne oraz charakteryzują się dwoma przekrojami słupków: 6x10 i 6x18 cm.

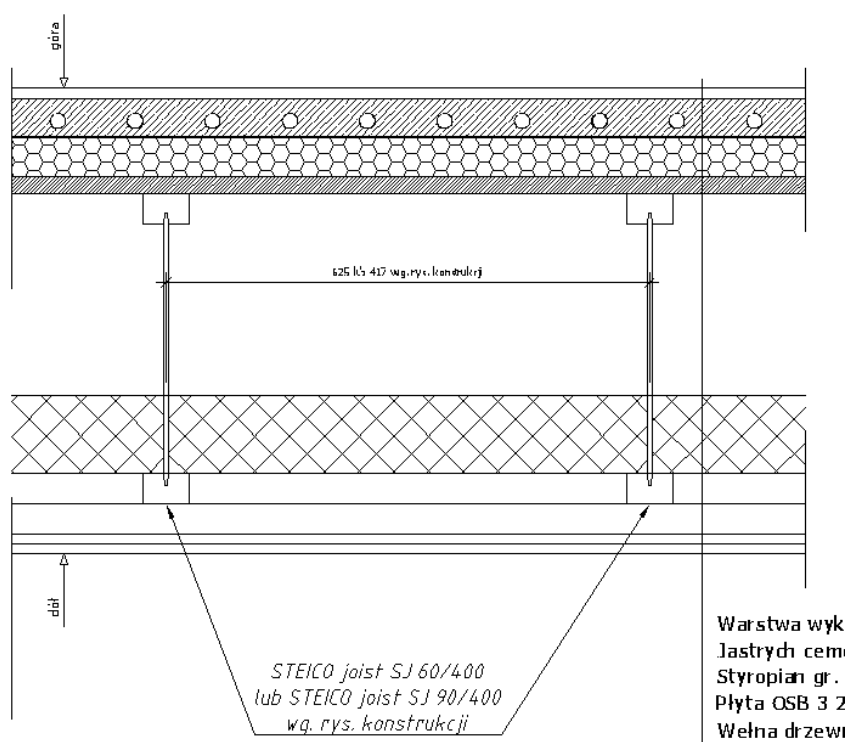


Rysunek 43 – Przekrój podłużny przez budynek. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Belkową składową paneli stropowych i stropodachowych są dwuteowniki Steico Joist o półkach z forniru LVL i środniku z płyty wiórowej (Rysunek 44). Wysokość części konstrukcyjnej paneli poziomych wynosi ok. 42 cm (bez podkonstrukcji sufitu).

W pierwotnym projekcie konstrukcji stropy miały wysokość 22 cm – w postaci płyt Filigran. Lokalnie wysokość konstrukcyjna została wykorzystana także jako przestrzeń prowadzenia poziomych elementów instalacyjnych – średniki belek były otworowane na prefabrykacji, a tak wykonane osłabienia przekroju wzmacniano dodatkowym opłytowaniem. Wykończenie stropu międzykondygnacyjnego od strony piętra zawierało w sobie pięciocentymetrową warstwę wylewki betonowej, część tzw. podłogi pływającej.

Zastosowanie powyższego rozwiązania umożliwiło uzyskanie maksymalnej rozpiętości pojedynczego przęsła o wartości ok. 6,5 m.

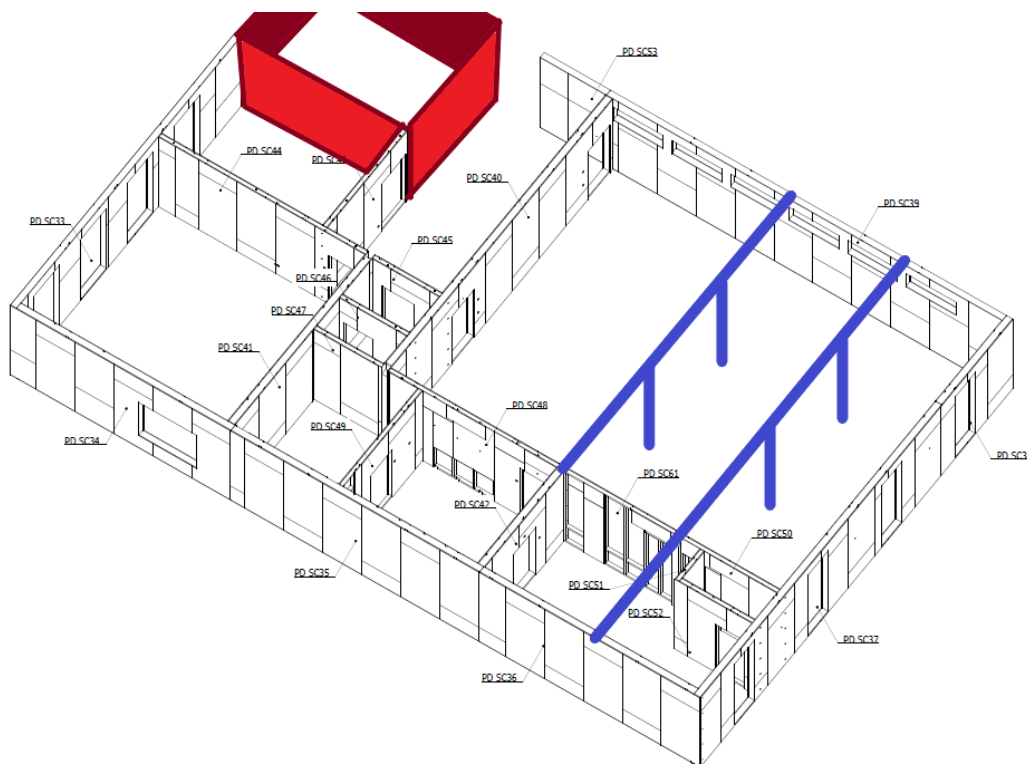


Rysunek 44 – Przekrój przez warstwy stropu międzykondygnacyjnego. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Jak wspomniano, ze względu na swoją funkcjonalność, konieczne było ukształtowanie otwartych przestrzeni w stołówce na pierwszym piętrze (ok. 10x12 m w rzucie) w szatni na parterze (Fotografia 27). Aby to umożliwić, zastosowano lokalnie ramowe układy z DKW w formie słupów (o przekrojach do 20x20 cm) i leżących na nich podciągach (20x32 cm, Rysunek 45). Podciągi nie zostały włączone w wysokość konstrukcyjną stropów, znalazły się pod nimi, co spowodowało lokalne obniżenia użytkowego światła pod nimi. W projekcie pierwotnym, opartym na technologii tradycyjnej, w tych przestrzeniach zastosowano pojedyncze podciągi żelbetowe.



Fotografia 27 – Montaż paneli stropowych – widok parteru w stolówce. Źródło: Materiały Andrewex Construction.



Rysunek 45 – Aksonometria konstrukcji panelowej piętra – dodatkowo oznaczono lokalizację rdzenia żelbetowego (kolor czerwony) oraz słupów i podciągów z DKW (niebieski).

Stateczność konstrukcji zapewniono w postaci mieszanej – główną rolę spełniał tu rdzeń żelbetowy (klatka schodowa, ok. 4 x 6,7 m w rzucie, Rysunek 45). Jednak narożne usytuowanie powodowało, że środek sztywności konstrukcji był oddalony od miejsca

przyłożenia obciążeń wiatrowych, co skutkowało momentem skręcającym szkielet rdzenia. Dlatego jako dodatkowe elementy usztywniające zastosowano wybrane ściany z lekkiego szkieletu drewnianego.

W stosunku do rozwiązania pierwotnego doszło także do zmiany sposobu posadowienia. Wciąż zastosowano posadowienie bezpośrednie, jednak zamiast układu łąw (o wymiarach przekroju 40x70 cm) z trzpieniami i wieńcami, zdecydowano o zaprojektowaniu płyty fundamentowej o grubości 20 cm.



Fotografia 28 - Widok wykończonego budynku od strony rdzenia żelbetowego. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Zastosowano elewację lekko-mokrą, zachowując wygląd wynikający z projektu pierwotnego (Fotografia 28).

Wnioski:

Konieczność zaprojektowania konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego w formie paneli prefabrykowanych na projekcie architektonicznym dostosowanym do technologii tradycyjnej stworzyło z jednej strony szereg sytuacji, w których technologia zamienna nie mogła zostać wykorzystana w sposób optymalny, jednak stworzyło to niezwykle wartościowy materiał porównawczy.

Niewielki ciężar własny konstrukcji sprawił, że można było zastosować płytę fundamentową o stosunkowo niskiej grubości.

Warty odnotowania jest fakt, że zastosowanie konstrukcji panelowej z lekkiego szkieletu zaskutkowało znaczącym zyskiem funkcjonalnym w postaci większej powierzchni użytkowej przy zachowaniu zewnętrznego obrysu budynku:

- ściany zewnętrzne pocieniono z 44 cm do 32 cm²⁹,
- ściany wewnętrzne pocieniono z 26 cm do 23 i 15 cm.

W efekcie powierzchnia użytkowa została zwiększona o aż ok. 8% (z ok. 502 do 542 m²). Ponadto w konstrukcji użyto ok. 66 m³ elementów belkowych drewnianych (KDZK i DKW) i drewnopochodnych (dwuteownik z półkami z LVL), co przełożyło się na sekwestrację ponad 50 ton ekwiwalentu CO₂.

Niestety rozpiętości spowodowały znaczne zwiększenie wysokości stropów – wysokość samej konstrukcyjnej części panelowej (ok. 42 cm) przewyższa znacząco rozwiązanie pierwotne – gdzie 35 cm obejmowało oprócz żelbetowej konstrukcji także warstwy wykończeniowe. Należy to ocenić jako znaczącą wadę zarówno w kontekście porównania do technologii tradycyjnej jak i alternatyw drewnianych, np. DKK. Jednak z drugiej strony należy zwrócić uwagę na możliwość umiejscowienia w panelach stropowych liniowych elementów instalacji, na które w rozwiązaniu pierwotnym przeznaczono aż 43 cm w przestrzeni nad sufitem podwieszanym. Sumarycznie, przy zachowaniu wysokości użytkowej kondygnacji, spowodowało to zmniejszenie odległości między poziomem gruntu a szczytem stropodachu.

Technologie drewniane wymagały dla uzyskania największych przestrzeni użytkowych użycia podciągów i słupów. W pewien sposób odzwierciedla to rozwiązania z projektu pierwotnego, jednak z następującymi uwagami:

- dla stropu żelbetowego wystarczający był jeden podciąg (rozpiętość przęsła wynosiła 5,4 i 6,7 m), a dla drewnianego dwa (3,2; 3,6; 5,4 m),
- podciąg żelbetowy zmniejszał wysokość pod płytą stropową o 28 cm, podczas gdy dla drewna były to 32 cm.

Jednocześnie trzeba podkreślić, że stropy panelowe wymagały wylewki betonowej – ze względu na ograniczenie drgań jak i zwiększenie parametrów akustycznych.

Technologia panelowa całkowicie umożliwiła spełnienie wymagań dotyczących odporności ogniowej – skonstruowano przegrody o charakterystykach REI30 i REI60.

Dostosowanie technologii do pierwotnej architektury sprawiło, że ponowne użycie całych elementów panelowych, jako element gospodarki obiegu zamkniętego, wydaje się jeśli nie niemożliwe, to bardzo utrudnione. Nie oznacza to jednak, że poszczególne elementy

²⁹ Bez uwzględnienia lokalnie tzw. przedścianek instalacyjnych, pogrubiających ścianę zewnętrzną – są to pomieszczenia o znaczącym zagęszczeniu występowania instalacji elektrycznych i teletechnicznych (np. biurowe, serwerownia), gdzie zdecydowano o wytworzeniu w ten sposób kolejnej warstwy, aby zniwelować ryzyko naruszenia szczelności ściany.

składowe nie będą mogły zostać ponownie wykorzystane, jeżeli zostanie zachowana ich trwałość, a potencjał użytkowy obiektu zostanie wyczerpany – np. szkieletowe elementy drewniane czy opłytowanie drewnopochodne, które mogłoby zostać wykorzystane na cele paliwowe.



Fotografia 29 - Montaż elementów stropowych, widok na rdzeń żelbetowy na piętrze. Źródło: materiały Andrewex Construction.

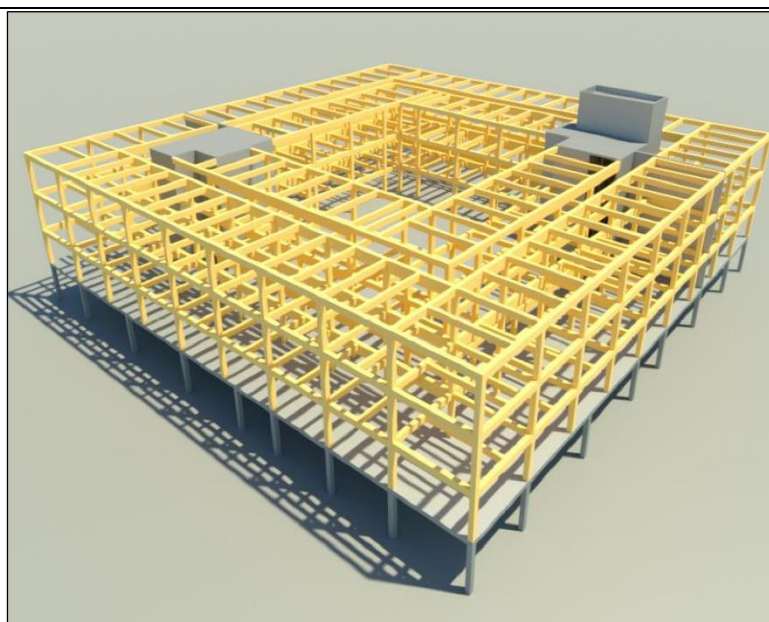
Na budowie uwidoczniły się także wyzwania związane z hybrydyzacją konstrukcji – połączeniem elementów konstrukcyjnych żelbetowych (klatka schodowa) i paneli z lekkiego szkieletu (stropy, ściany). Części żelbetowe były wykonywane jako monolityczne – na budowie, ze stosunkowo dużą tolerancją wymiarową. Na przeciwnym biegunie spektrum dokładności stały elementy drewniane, wykonane z dokładnością do 5 mm na długości, a w rzeczywistości nawet $\pm 1-2$ mm. Brak zbieżności elementów stykowych w sytuacji faktycznej spowodował konieczność wprowadzania modyfikacji na budowie podczas montażu, a w efekcie wydłużenie całego procesu.

Mimo takich przeciwności, a także mając na uwadze fakt, iż była to dla zakładu prefabrykacji pierwsza tego typu budowa, a więc swego rodzaju prototyp, czas montażu części panelowej z lekkiego szkieletu należy określić jako bardzo krótki. Od momentu gdy rozpoczęto trasowanie podwalin montażowych ścian panelowych parteru do szczelnego zamknięcia części konstrukcyjnej minęły niecałe 4 dni robocze.

Jednocześnie ze względu na ciężar, możliwe było użycie sprzętu o mniejszym udźwigu. Prefabrykowane składowe stropu Filigran ważyłyby ok. 125-150 kg/m², natomiast panele z lekkiego szkieletu (jak podnoszony - Fotografia 29) miały wagę od 35 do 75 kg/m², w tym część izolacji i płyt wykończeniowych w przypadku ścian.

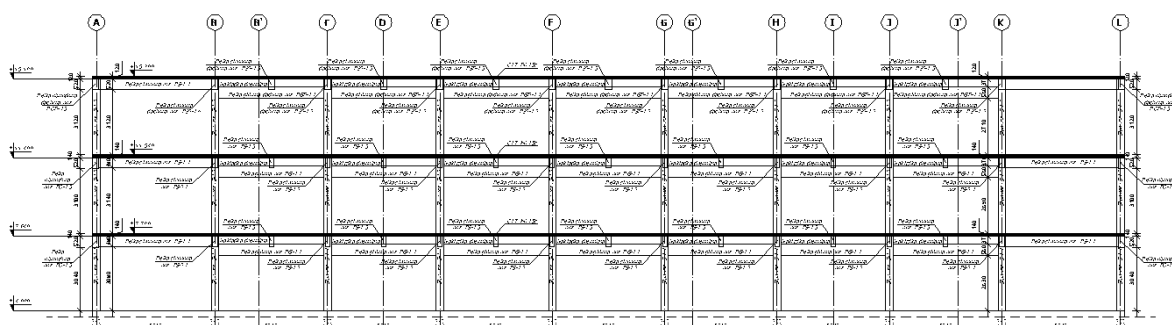
Nazwa własna/Funkcjonalność:	Stockholm ³⁰ , budynek biurowy
Lokalizacja:	Warszawa
Data ukończenia budowy:	Przed realizacją, pozwolenie na budowę uzyskane w grudniu 2023
Układ konstrukcyjny:	Słupowo-ryglowy
Układ usztywniający:	Rdzenie żelbetowe
Opis konstrukcji:	
Przedmiotowy budynek nie doczekał się jeszcze w momencie opracowywania niniejszej rozprawy realizacji - pozwolenie na budowę uzyskano na koniec 2023 roku. Podobnie jak poprzedni przykład, także projekt biurowca <i>Stockholm</i> powstał pierwotnie w 2019 roku z konstrukcją tradycyjną – tym razem w formie monolitycznej żelbetowej. Jednak w późniejszym okresie Inwestor dokonał zmiany koncepcji tak, by konstrukcja drewniana mogła zostać wykorzystana w możliwie największym stopniu, co doprowadziło do stworzenia projektu zamiennego. Obiekt ma wysokość 16 m, kwalifikuje się do kategorii średniowysokich. Posiada jedną kondygnację podziemną i cztery nadziemne. Podziemie i parter (podium) zostały pozostawione technologii tradycyjnej, wydzielone funkcjonalnie i przeciwpożarowo względem kondygnacji wyższych – o przeznaczeniu <i>stricte</i> biurowym. Całość to niemal 9,5 tysiąca m² powierzchni użytkowej, z czego prawie 6 tysięcy m² w konstrukcji drewnianej. Budynek ma formę prostopadłościennej bryły na rzucie kwadratu, z otwartą częścią w części środkowej, w formie dziedzińca-patio.	

³⁰ W końcowej fazie przygotowywania niniejszej rozprawy, jeszcze przed realizacją budynku (grudzień 2024), doszło do zmiany oficjalnej nazwy obiektu na *Timber Park*.



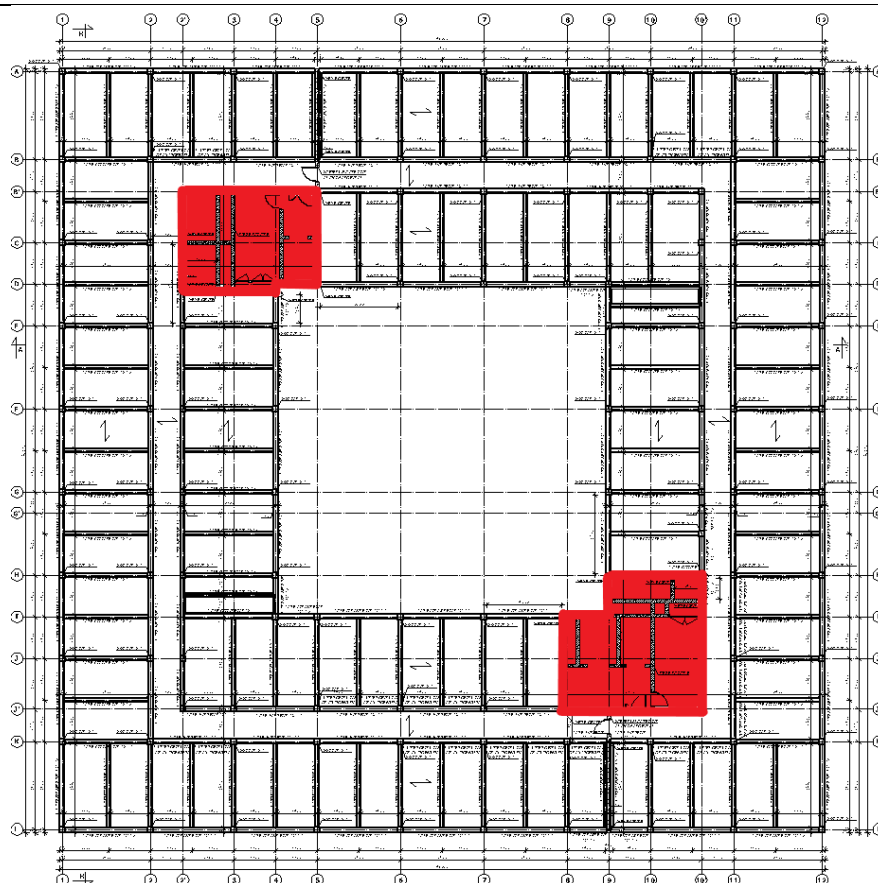
Rysunek 46 - Wizualizacja konstrukcji budynku Stockholm. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Konstrukcję drewnianą stanowi układ słupowo-ryglowy z drewna klejonego warstwowo i drewna klejonego blokowo (Rysunek 46, Rysunek 47). Słupy mają przekroje 36x36 cm, belki główne stropowe głównie 30x48-56 cm, belki stropowe drugorzędne mają przekroje mniejsze. Stropy i stropodach stanowią płyty z drewna klejonego krzyżowo.



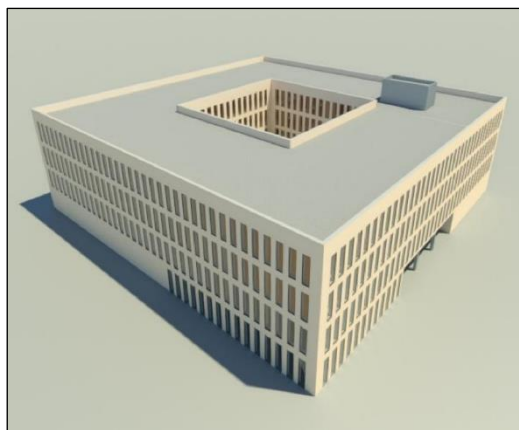
Rysunek 47 - Przekrój przez konstrukcję drewnianą budynku Stockholm. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Panele z DKK pełnią nie tylko funkcję ogniwa w łańcuchu pionowego transferu obciążeń jako warstwa nośna stropu. Ich dodatkową rolą jest przeniesienie sił poziomych ze ścian zewnętrznych na elementy gwarantujące stabilność przestrzenną. Są nimi żelbetowe rdzenie (Rysunek 48) – funkcjonalnie obudowy klatek schodowych, szachtów windowych, pomocniczych pomieszczeń technicznych. Ułożono je w sposób symetryczny, sprawiając, że środek sztywności budynku jest położony centralnie.



Rysunek 48 - Rzut konstrukcji drewnianej jednej z kondygnacji budynku Stockholm z wyróżnieniem lokalizacji rdzeni żelbetowych kolorem czerwonym. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Wspomniane ściany zewnętrzne zaprojektowano jako prefabrykowane panele z lekkiego szkieletu drewnianego o grubości 24 cm z poszyciem z płyt gipsowo-kartonowych (Rysunek 49), typowo o wymiarach ok. 3,7x13,5 m. Skonstruowano je w sposób umożliwiający wypełnienie izolacją i zainstalowanie stolarki już w zakładzie produkcyjnym. Na budowie byłyby zawieszane na stropach i łączone między sobą, stanowiąc samonośną przegrodę, spełniającą wymagania przeciwpożarowe REI60.



Rysunek 49 - Wizualizacja budynku Stockholm z uwzględnieniem ścian zewnętrznych. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Zgodnie z Rozporządzeniem w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, biurowiec zakwalifikowano do klasy B, stawiając konstrukcji stosunkowo wysokie wymagania (Tabela 3).

Tabela 3 - Klasy odporności ogniowej elementów budynku z Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku ^{5) *)}					
	główna konstrukcja nośna	konstrukcja dachu	strop ¹⁾	ściana zewnątrzna ^{1), 2)}	ściana wewnętrzna ¹⁾	przekrycie dachu ³⁾
I	2	3	4	5	6	7
„A”	R 240	R 30	REI 120	EI 120 (o↔i)	EI 60	RE 30
„B”	R 120	R 30	REI 60	EI 60 (o↔i)	EI 30 ⁴⁾	RE 30
„C”	R 60	R 15	REI 60	EI 30 (o↔i)	EI 15 ⁴⁾	RE 15
„D”	R 30	(-)	REI 30	EI 30 (o↔i)	(-)	(-)
„E”	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)

Wnioski:

Jak wspomniano, budynek pierwotnie zaprojektowano z konstrukcją monolityczną żelbetową. Wówczas słupy miały przekroje 40x40-60 cm, belki stropowe obwodowe 40x52 cm, natomiast płyty stropowe miały grubość 24 cm. W przypadku konstrukcji drewnianej udało się zaprojektować słupy o mniejszym przekroju (36x36 cm), jednak należy zaznaczyć, że konstrukcja pierwotna umożliwiała zastosowanie ich rzadszej siatki, co sprawia, że stosunek przekroju słupów do powierzchni kondygnacji jest mniej korzystny dla konstrukcji z drewna klejonego blokowo. Maksymalna wysokość przekrojów belek stropowych żelbetowych i drewnianych była taka sama, jednak belki żelbetowe można było umieścić w wysokości płyt stropowych, co sprawiło, że mimo sumarycznie większej wysokości belek i płyty żelbetowej liczonych oddzielnie, wysokość konstrukcyjna stropu żelbetowego była ok. 14 cm mniejsza.

Jest to niezwykle istotne podczas planowania rozprowadzenia elementów instalacyjnych – zwłaszcza wentylacji mechanicznej. Belkowe elementy stropu często wchodzi w kolizję z kanałami, co stanowi duże wyzwanie dla zespołów projektowych. W przypadku konstrukcji żelbetowej standardowo stosuje się w takim przypadkach otwory przelotowe dodatkowo zbrojone po obwodzie. W przypadku drewna otworowanie niesie ze sobą skutki w postaci zwiększenia przekroju czy wzmocnienia strefy koncentracji naprężeń,

co więcej – staje się kłopotliwe, gdy otwór jest niezabezpieczony, a więc stanowi kolejną powierzchnię potencjalnie narażoną na działanie ognia. W przypadku przedmiotowego biurowca zastosowano rozwiązanie wprowadzające między płyty stropowe a podpierające je belki dodatkową warstwę dystansową, z uprzednio wyznaczonymi miejscami, które można było zostawić otwarte, bez narażenia konstrukcji na ryzyka związane z bezpieczeństwem czy trwałością.

Należy zwrócić uwagę, że zaprojektowana konstrukcja drewniana spełnia wymagania postawione klasie B – odporność ogniowa konstrukcji głównej przez 120 minut pożaru, natomiast stropów przez 60. Powoduje to powiększenie przekrojów elementów, a przede wszystkim konieczność stosowania wysoce specjalistycznych rozwiązań przy kształtowaniu węzłów. Norma [PN-EN 1995-1-2] w obecnym kształcie opisuje metodykę konstruowania połączeń do odporności ogniowej nie większej niż 60 minut. Pomocne w takim wypadku stają się możliwości wykorzystania drewna samego elementu konstrukcyjnego jako otuliny – jak w przypadku drewna masywnego w budynku *Stockholm*.

Zastosowanie właśnie drewna masywnego w postaci słupowo-ryglowego układu z drewna klejonego warstwowo i drewna klejonego blokowo pozwoliło na uzyskanie dużej wysokości kondygnacji, a więc wysokości pomieszczeń (3,4 m), a jednocześnie całych kondygnacji otwartych przestrzeni. Sprowadzenie wszystkich sił poziomych płytami CLT do rdzeni żelbetowych pozwoliło także na rezygnację z jakichkolwiek dodatkowych elementów usztywniających w postaci tarcz ze ścian czy zastrzałów i stężeń (Rysunek 50). Dało to możliwość późniejszego planowania rozkładu ścian wewnętrznych (wszystkich nienośnych), a więc także spełniało cel postawiony przez Inwestora – elastyczność w dzieleniu kondygnacji w różnych okresach użytkowania. Należy jednak podkreślić, że wspomniane belkowe układy stropowe, połączone z warstwami dystansowymi na prowadzenie instalacji, doprowadziły do lokalnych obniżen światła pomieszczenia nawet do 2,5 m.

Zastosowanie paneli z drewna klejonego krzyżowo na stropach pozwoliło na spełnienie wymagań REI60, a jednocześnie pozostawienie widocznych całych spodnich połączeń stropowych – drewna widocznego dla użytkownika. Analogicznie widoczne pozostały słupy i belki stropowe, tworzące przestrzenie zwiększające komfort.



Rysunek 50 – Wizualizacja przestrzennego przekroju przez konstrukcję budynku Stockholm. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Jednocześnie zastosowanie konstrukcji drewnianej skutkowało zastosowaniem specjalnych zabiegów ze względu na wymagania akustyczne i drgania – stąd na podłogach także tego biurowca zaplanowano wylewkę betonową, a także podłogę podniesioną.

Należy zwrócić uwagę, że tego typu konstrukcja umożliwia ponowne wykorzystanie jej poszczególnych elementów, po poddaniu pewnym modyfikacjom, w kolejnym procesie budowlanym, zgodnie z założeniami budownictwa bliskiego zrównoważonemu rozwojowi i gospodarki obiegu zamkniętego – dotyczy to zarówno belek i słupów z drewna klejonego warstwowo jak i płyt z drewna klejonego krzyżowo. Wydaje się, że składowe ścian osłonowych w większości z powodzeniem będą mogły zostać poddane recyklingowi.

Możliwość porównania projektu pierwotnego i zamiennego pozwoliła na wyróżnienie także innej istotnej zalety zastosowania opisanej technologii – skrócenia budowy. Zgodnie z informacjami uzyskanymi od Inwestora, doprowadziło to do zredukowania potrzebnego czasu o ok. 25%, czego ważną przyczyną było zaprojektowanie ścian osłonowych jako prefabrykowanych.

Powyższe przykłady w sposób wystarczający przedstawiają hybrydowe konstrukcje drewniano-żelbetowe, jednak należy krótko wspomnieć o szeregu innych obiektów, które są reprezentatywnymi dla tej kategorii i przyczyniły się do powstania niniejszej analizy.

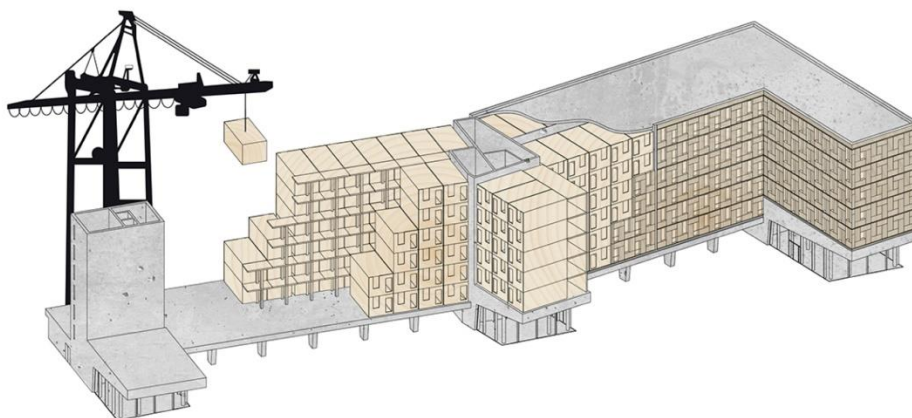
Pierwszym z nich jest *Woodie*, wielokrotnie nagradzany dom studencki z Hamburga. Składa się z siedmiu kondygnacji, w tym żelbetowego podium i sześciu pięter zbudowanych z modułów z drewna klejonego krzyżowo (Fotografia 30), tworzących 371 mieszkań. Wolumetryczne moduły zostały w większości wykończone już na etapie prefabrykacji w zakładzie w Austrii – ze stolarką otworową, częścią instalacji, ceramiką białą, a nawet podkonstrukcją pod elewacje.



Fotografia 30 - Moduły budynku Woodie, od lewej: w zakładzie prefabrykacji, podczas montaż [Prefabium Blog].

Dodatkowo należy wspomnieć o wykonaniu rdzeni żelbetowych w trzech miejscach, w których z głównej bryły budynku wysunięte są dodatkowe bryły poprzeczne (Rysunek 51).

Cały obiekt ma objętość brutto wynoszącą niemal 40 tysięcy m³, natomiast powierzchnia użytkowa to ponad 10 tysięcy m².



Rysunek 51 - Szkic idei konstrukcyjno-montażowej budynku Woodie [Kaufmann Bausysteme].

Ponadto warty przedstawienia jest budynek biurowo-laboratoryjny wybudowany w Pisz. Jego konstrukcja to słupowo-ryglowy układ dwóch kondygnacji zaprojektowany z drewna klejonego warstwowo (Fotografia 31). Strop międzykondygnacyjny i ściany wykonano z lekkiego szkieletu drewnianego na placu budowy, nie nadając im charakteru umożliwiającego pracę tarczową, a więc pomocnego w zapewnieniu stateczności. Stąd pomiędzy masywnymi słupami wyróżniają się zastrzały z DKW.



Fotografia 31 - Budynek biurowo-laboratoryjny w Pisz - widok na układ słupowo ryglowy z zastrzałami. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Mają one charakter pomocniczy dla stężącego układu głównego – głównie ze względu na niekorzystne, narożne umiejscowienie jego głównego elementu, rdzenia żelbetowego (klatki schodowej). W ten sposób umożliwiono redukcję obrotu konstrukcji wokół rdzenia w przypadku działania wiatru.



Fotografia 32 - Stropodach z DKK i narożne umiejscowienie rdzenia żelbetowego w budynku w Pisz. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Siły poziome z głównych ram z drewna klejonego warstwowo są przenoszone w znaczącej części na wspomniany rdzeń przez konstrukcję stropodachu z DKK (Fotografia 32). Aby znaleźć uzasadnienie jego stosowania przy względnie wysokiej cenie materiału,

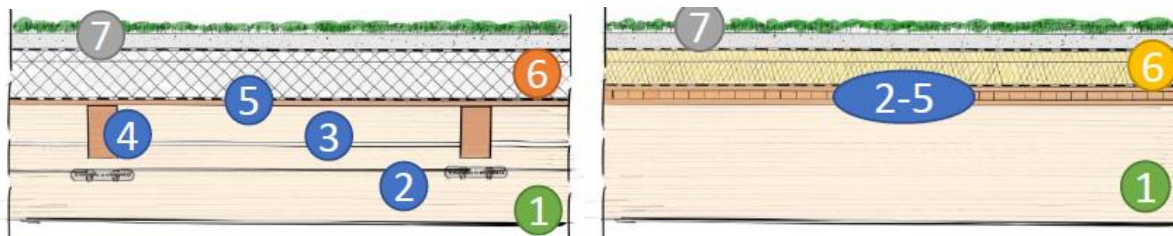
zapewniono rozkrój zapewniający optymalną pracę i redukcję jego grubości, a także wykorzystano go wielofunkcyjnie, jako:

- warstwę nośną stropodachu na obciążenia pionowe,
- element stężący,
- element dekoracyjny i izolacyjny.

Dopiero te zabiegi i znacząca redukcja czasu³¹ i kosztu montażu sprawiły, że zamiana rozwiązania pierwotnego na przedmiotowe była uzasadniona w ocenie Inwestora. Jak widać (Rysunek 52), w projekcie pierwotnym układ dachowy składał się z:

- 1 – ryglu z drewna klejonego warstwowo,
- 2 – stężenie w postaci stalowych cięgien,
- 3 - sufitu podwieszanego,
- 4 – płatwi drewnianych,
- 5 – płyty OSB,
- 6 – izolacji,
- 7 – dachu zielonego.

W rozwiązaniu alternatywnym płyty z DKK zastąpiły funkcjonalnie elementy oznaczone numerami od 2 do 5.



Rysunek 52 - Po lewej pierwotne rozwiązanie. po prawej rozwiązanie z zastosowaniem DKK. Źródło: materiały Andrewex Construction.

Przykładem istotnym pod względem budownictwa zrównoważonego jest Woodcube z Hamburga, 5-kondygnacyjny budynek mieszkalny. Jego konstrukcję stanowi układ płytowy z drewna masywnego z użyciem belek drewnianych i lokalnie stalowych profili. Został zaprojektowany w sposób, umożliwiający:

- zmiany funkcjonalne – dostosowanie w okresie użytkowania układu pomieszczeń do preferencji użytkowników,
- ograniczenie do zera sumę emisji gazów cieplarnianych w okresie życia obiektu,
- możliwości poddania recyklingowi niemal wszystkich użytych elementów.

³¹ Montaż stropodachu z DKK trwał niecałe trzy dni robocze.

5.3.2 Drewniano-stalowe

OPIS:

Konstrukcje hybrydowe drewniano-stalowe to stosunkowo rzadkie rozwiązanie w przypadku budynków wielokondygnacyjnych. Zgodnie z [Salvadori, 2023] stanowią zaledwie 2% wszystkich konstrukcji z użyciem drewna jako podstawowego lub jednego z podstawowych materiałów konstrukcyjnych w obiektach o minimum pięciu kondygnacjach, a 2,5% wśród konstrukcji hybrydowych z użyciem drewna. Popularność tego rozwiązania ogranicza się zwłaszcza do Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej.

Stal zazwyczaj jest wykorzystywana jako element zapewniający stateczność konstrukcji. Podczas gdy belki i płyty drewniane służą głównie do transferu obciążeń pionowych, a także poziomych – na konstrukcję stężającą. Taką konstrukcją jest wówczas stalowy rdzeń stabilizujący, np. sztywny układ ramowy [Safarik i in., 2023]. Ramy stalowe uzyskują cechę stosunkowo niewielkiej podatności dzięki zastosowaniu sztywnych węzłów, przenoszących moment zginający, lub wprowadzeniu belkowych lub cięgowych stężeń i zastrzałów, tworzących z innymi elementami konstrukcyjnymi trójkątne układy.

Ponadto w budownictwie drewnianym stosuje się belki stalowe, umożliwiające (przy mniejszym niż drewniany przekroju) przeniesienie równoważnych obciążeń, przy jednocześnie mniejszym ugięciu.

W przypadku konstrukcji niewielkich rozmiarów, np. jednokondygnacyjnych układów ramowych, zastosowanie elementów konstrukcyjnych stalowych jest rozwiązaniem typowym. Stosuje się wówczas powszechnie stężenia budynków, kształtowane formie płaskiej, poziomej (dla konstrukcji dachów) lub pionowej (ściany) kratownicy. Funkcję ściskanych słupków pełnią w niej belkowe elementy drewniane z DKZK, DKW czy LVL. Między nimi konstruuje się diagonalne lub skrzyżowane pręty, pracujące jako elementy wyłącznie rozciągane (ciągna). Dzięki wysokiej wytrzymałości stali na rozciąganie i łatwości wykonywania połączeń stanowią one alternatywę zdecydowanie tańszą i łatwiejszą w wykonaniu od rozwiązań z drewnianymi ściskano-rozciąganymi zastrzałami.

Prowadzi się prace badawcze nad alternatywnymi układami konstrukcyjnymi, w których to główny układ ramowy składa się ze słupów i belek stalowych, a panele drewniane stanowią ściany usztywniające [Bezabeh i in., 2017]. Jak na razie nie znajdują one jednak szerokiego zastosowania w praktyce.

ZALETY:

Wyżej wymienione cechy sprawiają, że elementy stalowe (w postaci belek jak i układów stężających) wprowadza się tam, gdzie funkcjonalnie wymagane jest uzyskanie

dużych, nieprzerwanych przegrodami i elementami konstrukcyjnymi przestrzeni (np. w biurach, obiektach handlowo-usługowych).

Bardzo istotną zaletą jest **stosunkowo łatwe konstruowanie węzłów**. Połączenia stal-stal zachodzą bezpośrednio pomiędzy elementami konstrukcyjnymi, podczas gdy najczęściej w przypadku połączeń drewno-drewno konieczne jest wykorzystanie dodatkowego ogniw transferu sił pomiędzy nimi, np. w postaci stalowego okucia. Tworzy się wówczas parę połączeń: drewno-okucie, okucie drewno, co często wiąże się ze znacznymi utrudnieniami, jak choćby mimowolne wprowadzenie obciążeń działających na elementy mimośrodowo. Mając to na uwadze, jako łatwiejsze projektowo i wykonawczo należy także określić połączenia między konstrukcyjnymi elementami stalowymi a drewnianymi. Ponadto, co istotne dla sztywności, **stosunkowo łatwe jest skonstruowanie stalowych połączeń przenoszących moment zginający**.

Mała podatność połączeń wewnętrznych ram stalowych, a także wprowadzenie tam dodatkowych elementów usztywniających sprawia, że mamy do czynienia z dobrym materiałem, umożliwiającym **łatwe zapewnienie stateczności konstrukcji jako całości z jednoczesnym zachowaniem otwartości przestrzeni**. Niewielkie rozmiary przekrojów stalowych sprawiają także, że ich zastosowanie **nie wpływa w sposób znacząco negatywny na ograniczenie widocznej powierzchni drewna**.

Wprowadzenie stali do tego typu konstrukcji hybrydowej należy rozważać także w kontekście alternatywy żelbetowej. W takim wypadku stal jest materiałem, z którego powstają elementy nie tylko powierzchniowo i objętościowo mniejsze, ale przede wszystkim **lżejsze i łatwiejsze w transporcie**. Dodatkowo sama stal poddana dokładnej obróbce w zakładzie prefabrykacji to zestaw elementów o bardzo **wysokiej dokładności wykonania**, co stanowi zasadniczą zaletę podczas montażu z prefabrykowanymi elementami drewnianymi wykonanymi podobnie precyzyjnie.

Podobny efekt dla przestrzeni może mieć zastosowanie stalowych belek pracujących głównie na zginanie lub wrażliwych na ugięcie. Gdy postawimy równoważne wymagania pod tym względem belkom drewnianym lub drewnopochodnym i stalowym odpowiednikom, okaże się, że te drugie będą miały mniejsze przekroje – a więc pozwolą na **uzyskanie większego światła użytkowego kondygnacji**. Dodatkowo możliwość otworowania środków belek dwuteowych stalowych czy też zastosowanie elementów ze środkiem ażurowym **ułatwia prowadzenie w ich wysokości liniowych elementów instalacji**.

WADY:

Projektując i wykonując konstrukcje hybrydowe drewniano-stalowe należy pamiętać o różnicach wynikających z właściwości materiałowych, a przede wszystkim rozszerzalności termicznej stali. **Nieprawidłowe połączenia między dwoma materiałami mogą spowodować powstanie nieprzewidzianych sił wewnętrznych**, a w efekcie naprężeń prowadzących do awarii.

Ponadto wprowadzenie do konstrukcji elementów stalowych, które same w sobie, a także ich proces wykonania, stanowią znaczące obciążenie środowiskowe, **istotnie redukuje pozytywny wpływ konstrukcji drewnianej na aspekt środowiskowy** – nawet bardziej niż skorzystanie z alternatywy żelbetowej [Bi, 2021; Hegeir i in., 2022]. Jednocześnie podkreśla się, że mimo tego stal ma potencjał recyklingowy – poddana odpowiedniej obróbce mogłaby być ponownie wprowadzona do użycia.

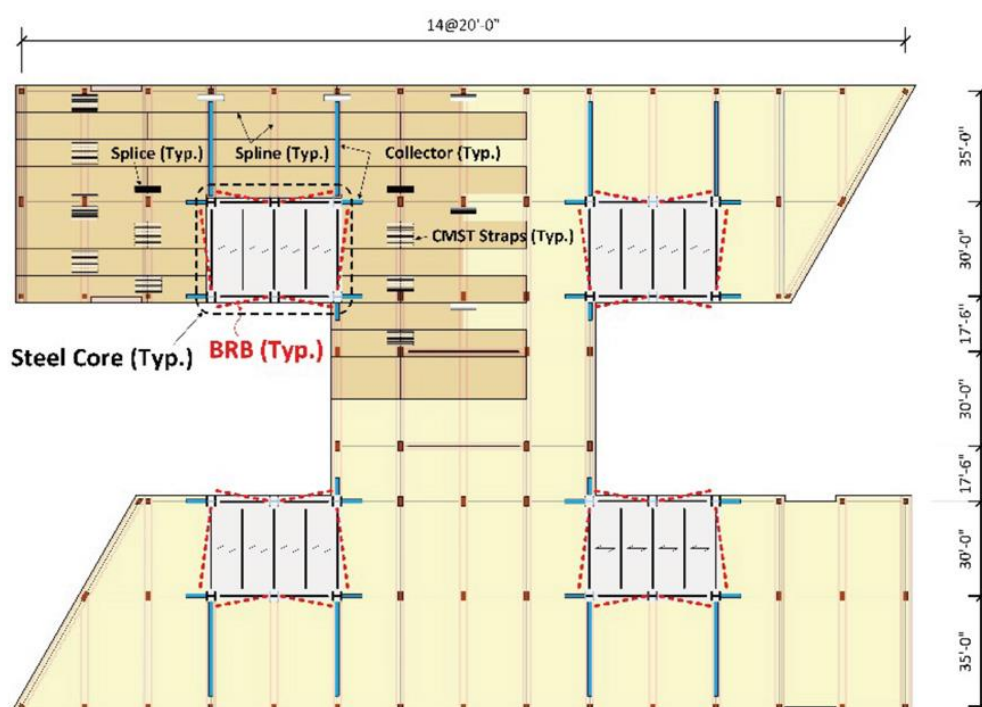
Natomiast z innej strony - punktu widzenia dotyczącego odporności ogniowej należy stwierdzić, że zastosowanie pasywnych systemów ochrony przeciwpożarowej, np. farb pęczniejących, sprawia, że konstrukcje stalowe mogą zachować nośność podczas pożarów o długim czasie trwania, nawet ponad 120 minut. Jednak należy zwrócić uwagę, że muszą być one zabezpieczone w sposób staranny, w innym wypadku lokalne uszkodzenie powłoki może narazić całość konstrukcji. Jednocześnie trzeba podkreślić, że **zabezpieczenie przeciwpożarowe stali jest kosztowne - zarówno pod względem ekonomicznym jak i środowiskowym**.

Jeśli chodzi o optymalizację ekonomiczną, to trudno przyporządkować koszt wykorzystania elementów stalowych jako zaletę lub wadę. W przypadku rdzeni usztywniających czy belek stropowych o mniejszych przekrojach, stanowi to często rozwiązanie droższe niż alternatywy żelbetowe, zarówno wykonywane na budowie jak i prefabrykowane, jednak tańsze niż odpowiedniki drewniane. Natomiast ciągła używane w mniejszych konstrukcjach jednoznacznie stanowią najtańsze tego typu rozwiązanie.

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Budynek nr 3 Biura Hrabstwa San Mateo
Lokalizacja:	Redwood City, Kalifornia, Stany Zjednoczone Ameryki Północnej
Data ukończenia budowy:	2023
Układ konstrukcyjny:	Słupowo-ryglowy
Układ usztywniający:	Rdzenie stalowe
Opis konstrukcji:	

Budynek biurowy w Redwood City jest obiektem pięciokondygnacyjnym o ok. 6 800 m² powierzchni użytkowej, w rzucie mieszczący się w prostokącie o wymiarach ok. 60x90 m. Wszystkie kondygnacje, także parter, zaprojektowano w konstrukcji z drewna masywnego. Główny układ konstrukcyjny jest słupowo-ryglowy w formie ram z podwójnymi belkami z DKW o przekrojach 22x64 cm, mających rozpiętość 10 m. Na nich leżą płyty stropowe – panele z DKK pięciowarstwowego o grubości 170 mm w układach dwuprzęsłowych, o długości przęsła od 5 do 6 m.

Obiekt w rzucie przypomina literę H (Rysunek 53), a w pobliżu naroży centralnego łącznika zlokalizowano cztery ciągi komunikacyjnego, będące jednocześnie usztywniającymi rdzeniami stalowymi, zapewniającymi stateczność konstrukcji.

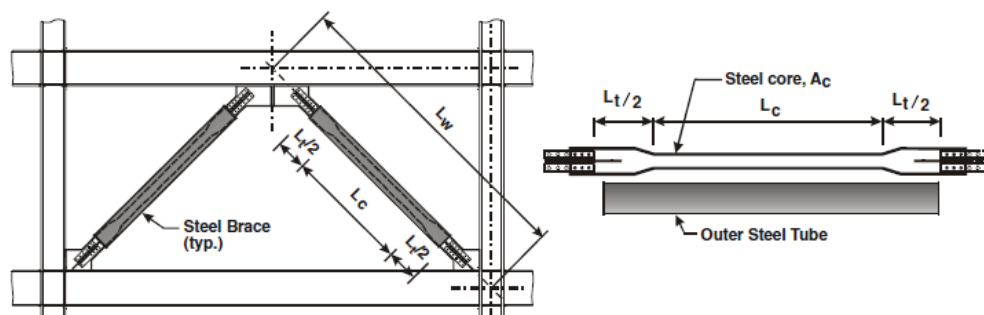


Rysunek 53 - Rzut konstrukcji budynku w Redwood City, w pobliżu narożników łącznika widoczne cztery rdzenie stalowe [Structure Magazin].

Rdzenie są skonstruowane w systemie BRBF (*Buckling Restrained Braced Frames*), przygotowanym do przenoszenia bardzo dużych oddziaływań sejsmicznych, z możliwością ich wytłumienia. Składają się ze słupowo-ryglowych ram (Fotografia 33) z diagonalnie umiejscowionymi stężeniami BRB, składającymi się ze ściskano-rozciąganego stalowego pręta, podatnego w swojej części środkowej na odkształcenia, połączonego z ramą na dwóch końcach, zamkniętego w stalowej obudowie wypełnionej warstwą materiału, umożliwiającą rozdzielanie pręta od rdzenia (Rysunek 54).



Fotografia 33- Konstrukcja budynku w Redwood City podczas montażu. Po lewej stronie widoczny stalowy prętowy rdzeń usztywniający [Western Wood Structures].



Rysunek 54 - Rama zapobiegająca niestateczności (BRBF, po lewej) i jej główny element stężący [Tremblay, 2004].

Wnioski:

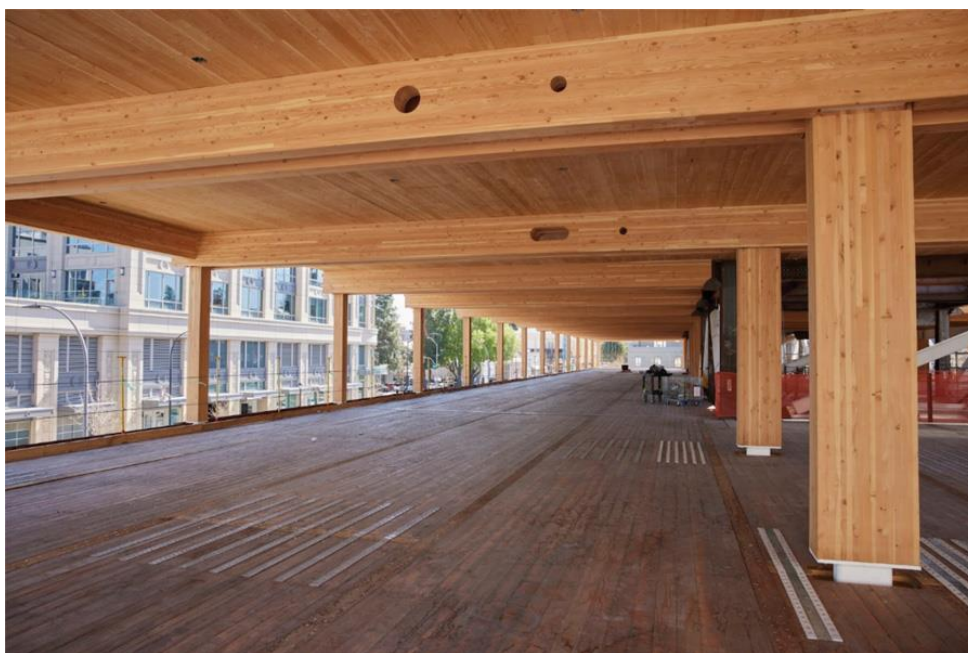
Przedmiotowy budynek powstał na obszarze bardzo aktywnym sejsmicznie, dlatego w łatwy sposób można uzasadnić wykorzystanie konstrukcji hybrydowej rdzeni stalowych w obiekcie, którego funkcjonalność wymaga zapewnienia otwartych przestrzeni. Potencjalne oddziaływania poziome były tak duże, że przeniesienie ich do gruntu przy dopuszczalnych przemieszczeniach konstrukcją homogeniczną drewnianą byłoby bardzo trudne. Rozwiązanie znaleziono w układzie stężącym o charakterze wysoce specjalistycznym, który udało się efektywnie połączyć z konstrukcją drewnianą za pośrednictwem stropów z DKK. Ze względu na znaczące wartości oddziaływań

konieczne było zastosowanie połączeń między elementami tarczy stropowej w postaci stalowych taśm (Fotografia 34) zamiast standardowych przekładek z desek drewnianych mocowanych na wkręty.

Innym zabiegiem, umożliwiającym zapewnienie rozległych przestrzeni niezakłóconych ścianami czy słupami było zastosowanie układu, umożliwiającego uzyskanie dużych rozpiętości stropu, a dokładniej:

- wykorzystanie wieloprzęsłowości (zarówno paneli stropowych jak i belek), bardzo korzystnie wpływające na ograniczenie ugięć i drgań, co często staje się czynnikiem decydującym w wymiarowaniu,

- zastosowanie belek podwojonych, obejmujących słupy, umożliwiających obniżenie wysokości konstrukcyjnej, a jednocześnie ułatwiające skonstruowanie stref, w których wykonanie otworowań na liniowe elementy instalacji byłoby możliwe (blisko osi obojętnej przekroju, o niewielkich naprężeniach stycznych).



*Fotografia 34 - Jedna z kondygnacji budynku w Redwood City podczas montażu konstrukcji. Widoczne podwojone otworowane belki stropowe, a także taśmy stalowe perforowane, łączące ze sobą wzdłużnie panele z DKK.
Źródło: Cesar Rubio Photography za Structure Magazine.*

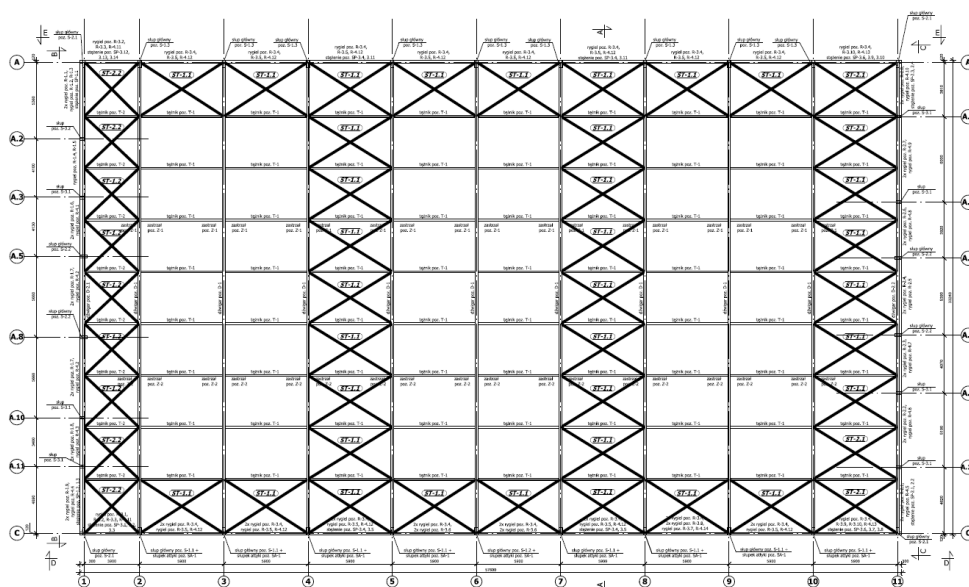
Belki stropowe obejmujące słupy a nie przecinające je, to także istotna zaleta związana z możliwością bezpośredniego opierania słupa kondygnacji wyższej na głowicy słupa kondygnacji niższej, unikając niedogodności związanych z ewentualnym ściskaniem w poprzek włókien.

Należy podkreślić ponadto dwie cechy przedmiotowej konstrukcji, które są istotne z punktu widzenia przeprowadzanej analizy:

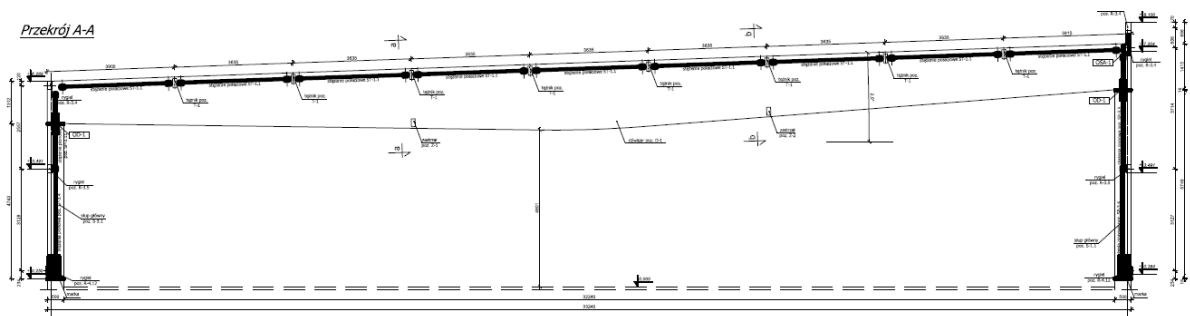
- zgodnie z deklaracją wykonawcy, większość elementów konstrukcyjnych może zostać poddana recyklingowi po zakończeniu okresu użytkowania obiektu,
- spodnie części stropów (płyt z DKK i belek z DKW) w znacznej części pozostaną odsłonięte, nie tylko tworząc bardziej komfortowe otoczenie użytkownikowi, lecz także umożliwiając rezygnację z sufitów podwieszanych z podkonstrukcją, co dodatkowo ogranicza koszty środowiskowe.

Jak wspomniano wcześniej, należy wyraźnie zaznaczyć, że choć hybrydyzacja drewniano-stalowa nie jest przypadkiem częstym dla budynków wielokondygnacyjnych, to jest rozwiązaniem typowym dla konstrukcji o mniejszym rozmiarze i stopniu komplikacji. Nie są one przedmiotem niniejszej rozprawy, to jednak istnieje konieczność ich wyróżnienia ze względu na powszechność – belkowych konstrukcji dachowych czy drewnianych układów ramowych. Najczęściej elementy stalowe występują wówczas w postaci prętów o pełnych przekrojach okrągłych. Stosuje się je jako ciągna w układach stężających, często przyjmujących postaci kratownic, w których elementy ściskane wykonuje się z drewna, natomiast rozciągane to właśnie stalowe ciąga.

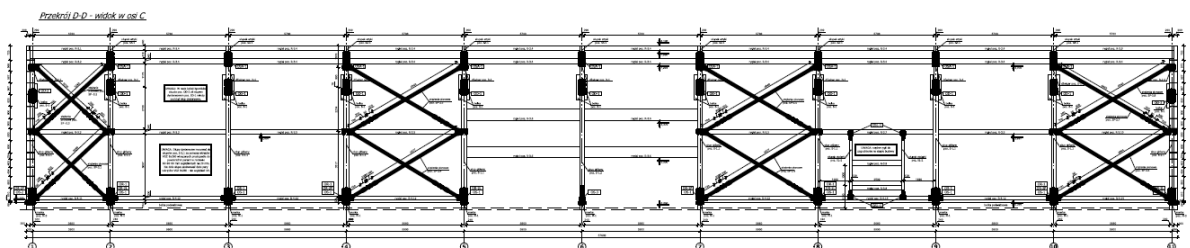
Przykładem tego typu hybrydy drewniano stalowej jest pawilon handlowy w Nowogardzie. Jego konstrukcję główną stanowi układ poprzecznych ram ze słupami i dźwigarami z drewna klejonego warstwowo. Drugorzędne elementy konstrukcyjne mają znaczenie głównie stężające – płatwie dachowe i rygle ścienne z DKW, a pomiędzy nimi układy skrzyżowanych prętów stalowych $\varnothing 20$ i $\varnothing 24$ naciągniętych przez nakrętki napinające zamknięte (Rysunek 55, Rysunek 56, Rysunek 57).



Rysunek 55 - Nowogard - rzut konstrukcji dachu z pogrubieniem stalowych cięgien prętowych.



Rysunek 56 - Nowogard - przekrój poprzeczny przez konstrukcję z pogrubieniem stalowych cięgien prętowych.



Rysunek 57 - Nowogard - widok konstrukcji ściany podłużnej wysokiej z pogrubieniem stalowych cięgien prętowych.

5.3.3 Drewniano-stalowo-żelbetowe

OPIS:

Hybrydowe konstrukcje mieszane drewniano-żelbetowo-stalowe stanowią bardzo szeroki zbiór pod względem jakościowym, natomiast ilościowo znajdują się pomiędzy nielicznymi konstrukcjami drewniano-stalowymi a drewniano-żelbetowymi.

Składowe zazwyczaj pełnią następujące role:

- drewno – konstrukcja nośna słupowo-ryglowa,
- żelbet – podium (pierwsza lub dwie pierwsze kondygnacje nadziemne) oraz rdzeń usztywniający konstrukcję,
- stal – rdzeń (zamiennie dla żelbetu, choć jest to zdecydowanie rzadsze rozwiązanie), inne elementy wspomagające zachowanie stateczności (stężenia, tężniki itp.), a także konstrukcja kondygnacji ostatniej, często o charakterze technicznym.

Wspomniane zastosowania wskazują głównie na wykorzystanie elementów żelbetowych i stalowych jako budujących układy stężające, zapewniające sztywność konstrukcji. Zostały one szeroko omówione w poprzednich rozdziałach, dotyczących hybrydowych konstrukcji drewniano-żelbetowych i drewniano-stalowych, w tym ich zalety i wady. W przedmiotowym przypadku konstrukcji hybrydowej mieszanej drewniano-żelbetowo-stalowej zachowują one swoją aktualność całkowicie, dlatego nie będą ponownie przywoływane.

Jak dotąd nie opisano jeszcze w niniejszej pracy wykorzystania konstrukcji stalowej jako konstrukcji niezależnej kondygnacji, a jest to przypadek spotykany w przypadku konstrukcji będących przedmiotem niniejszego rozdziału. Dlatego poniższe zalety, wady, a także sam przykład zastosowania, będą odnosić się do takiego właśnie przypadku.

Niezależną kondygnację stalową stosuje się jako kondygnację najwyższą budynków wielokondygnacyjnych, postawioną na konstrukcji drewnianej (zazwyczaj słupowo-ryglowej z drewna masywnego, rzadziej panelowej). Podobnie jak w przypadku konstrukcji drewnianej jest ona połączona z żelbetowym rdzeniem, który zapewnia stateczność konstrukcji jako całości. Jest zazwyczaj kondygnacją techniczną, a więc miejscem zlokalizowania, oparcia, i podwieszenia urządzeń i elementów instalacji budynku. Dotyczy to zwłaszcza instalacji związanych z wentylacją mechaniczną, dlatego występowanie kondygnacji stalowej jest charakterystyczne dla obiektów, gdzie występuje nagromadzenie takich sprzętów, skoncentrowanych w górnej części obiektu.

Wykorzystuje się tu następujące **zalety** konstrukcji stalowej:

- lekkość, ograniczającą ciężar własny transferowany na konstrukcję wszystkich poniższych kondygnacji,
- łatwość skonstruowania podkonstrukcji urządzeń instalacyjnych w sposób umożliwiający redukcję drgań i przenoszenia oddziaływań akustycznych,
- koszt niższy niż w przypadku analogicznej konstrukcji drewnianej z jednoczesną równoważnością stopnia prefabrykacji i szybkości montażu, co jest niezwykle istotne dla wykonywania ostatnich pięter budynków wielokondygnacyjnych.

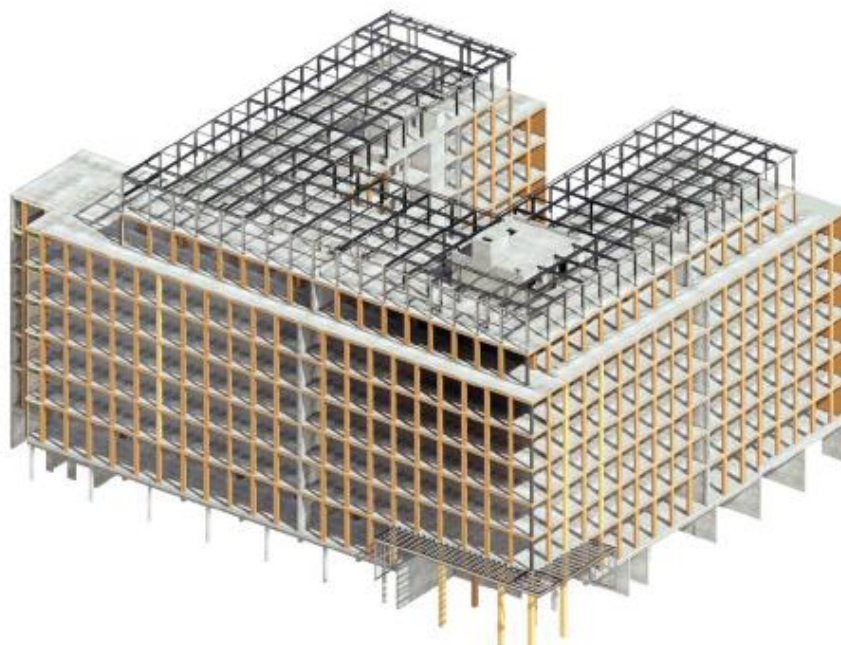
Wydaje się, że prezentowane wcześniej **wady** stalowych elementów w konstrukcjach hybrydowych tracą w tym wypadku na znaczeniu:

- konstrukcja kondygnacji technicznej jest w dużym stopniu niezależna od pozostałych (jej usunięcie nie wpłynęłoby w sposób niekorzystny na pozostałe części konstrukcji), a więc ryzyko negatywnego wpływu związanego z różnicą charakterystyk materiałowych jest znikome,
- pożar występujący na ostatnim piętrze ma bardzo ograniczony wpływ na kondygnacje poniżej, stąd często wymagania dotyczące odporności ogniowej stawiane tej części konstrukcji nie są wysokie, stąd zmniejsza się waga argumentu o koszcie ekonomicznym i środowiskowym zabezpieczenia przeciwpożarowego stali.

Aktualny jednak wciąż pozostaje fakt, że pod względem kosztu środowiskowego jest to zdecydowanie gorszy sposób skonstruowania kondygnacji niż drewniana alternatywa.

PRZYKŁADY:

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Budynek biurowy <i>Timber Pioneer</i>
Lokalizacja:	Frankfurt nad Menem, Niemcy
Data ukończenia budowy:	2024
Układ konstrukcyjny:	Słupowo-ryglowy
Układ usztywniający:	Rdzeń żelbetowy i ściany usztywniające z DKK
Opis konstrukcji:	
Przedmiotowy biurowiec składa się z trzech podziemnych kondygnacji i dziewięciu nadziemnych (żelbetowe podium, 7 kondygnacji w konstrukcji drewnianej, ostatnia stalowa o charakterze technicznym, Rysunek 58). Jego wysokość to ok. 30 m, w której mieści się ok. 17 000 m² powierzchni użytkowej, w tym liczne biura i lokale handlowo-usługowe. Drewnianą część konstrukcji budynku stanowi słupowo-ryglowy układ z drewna klejonego warstwowo. Słupy o przekrojach 49x49 i 24x49 cm są wykonane ze drewna świerkowego, a na niższych kondygnacjach z bukowego, natomiast rygle-podciągi, na których opierają się stropy, mają wymiary 49x58 cm. Stropy to hybrydowe elementy konstrukcyjne o żebrach z DKW, na których leży prefabrykowana płyta żelbetowa, razem tworząc tzw. strop HBV (niem. <i>Holz-Beton-Verbunddecke</i>), zazwyczaj w modułowych wymiarach 2,7x8 m. Stateczność konstrukcji zapewnia układ mieszany: - dwa rdzenie żelbetowe, będące jednocześnie ciągami komunikacyjnymi, - dwie ściany szczytowe usztywniające z paneli z DKK (Fotografia 35).	



Rysunek 58 - Konstrukcja Timber Pioneer [UBM Development].



Fotografia 35 - Timber Pioneer podczas montażu - widok na ściany usztywniające z DKK [UBM Development].

Konstrukcję nośną zaprojektowano tak, by spełnić wymagania 90 minut odporności ogniowej.

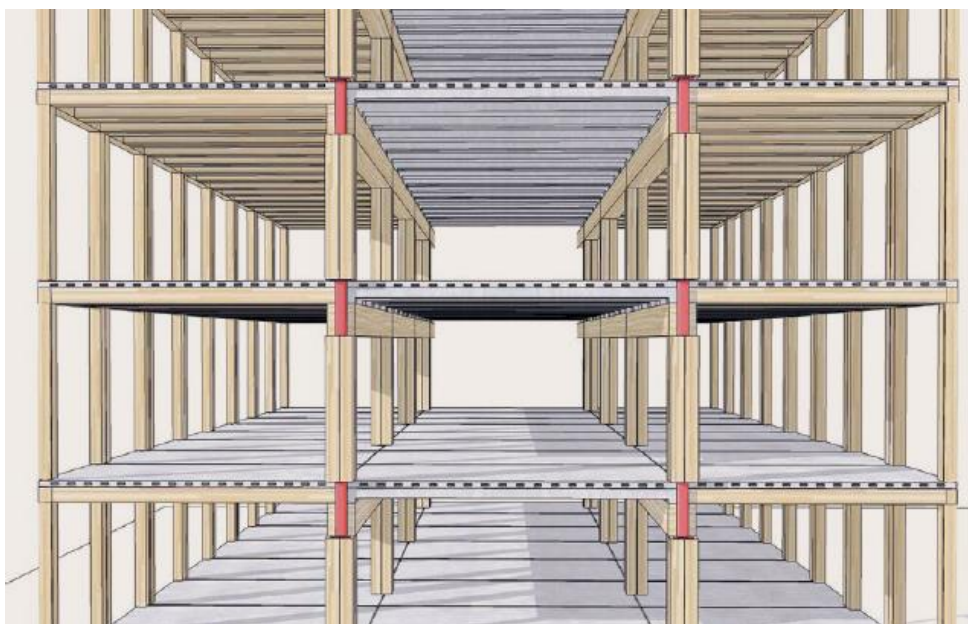
Podczas budowy użyto ok. 1 500 m³ drewna masywnego, co umożliwiło sekwestrację ok. 1 800 ton CO₂.

Wnioski:

Bardzo nietypowym faktem związanym z budową *Timber Pioneer* jest decyzja o zmianie technologii z tradycyjnej żelbetowej na hybrydową drewniano-żelbetowo-stalową dopiero w trakcie trwania budowy – po wybudowaniu trzech kondygnacji podziemnych.

Sprawiło to, że następna kondygnacja, podium żelbetowe, stało się tzw. kondygnacją transferową, ukształtowaną w celu poprawnego przekazywania sił z kondygnacji wyższych, przez co musiano w niej zastosować wiele żelbetowych podciągów. Jednak lekkość konstrukcji drewnianej sprawiła, że taka zamiana była możliwa. Jako konstrukcję najwyższego piętra, kondygnacji technicznej, zastosowano równie lekki stalowy układ słupowo-ryglowy.

Zastosowanie stropów hybrydowych drewniano-żelbetowych HBV spowodowało obniżenie wysokości konstrukcyjnej do ok. 40 cm (żebro wraz z płytą), jednak wymagało to zastosowania belek drewnianych podwojonych o szerokości przekroju 24 cm co niecałe 1,5 m. Jest to wysokość konstrukcyjna mniejsza o ok. 20 cm niż w budynku biurowym *Stockholm* z Warszawy, opisywanym wcześniej, w którym jednak rozstaw belek stropowych pojedynczych był dwukrotnie większy, a więc zwiększenie światła pod stropem wymagało zastosowania w *Timber Pioneer* czterech belek 24x28 cm na jeden odpowiednik 28x48 cm w *Stockholm*, co istotnie podnosi koszt. Z drugiej strony zastosowanie żelbetowej płyty umożliwiło łatwe prowadzenie liniowych elementów instalacji w otworach przewidzianych w jej pogrubieniach, a także dużą przestrzeń instalacyjną w korytarzach, które pozbawione są drewnianego uźebrowania (Rysunek 59).



Rysunek 59 - Przekrój przez konstrukcję Timber Pioneer [UBM Development].

Ponadto należy zwrócić uwagę na zastosowanie rurowych stalowych łączników między słupami poszczególnych kondygnacji (na czerwono, Rysunek 59), umożliwiających ominięcie problemu ściskania w poprzek włókien, jeśli słupy oparłyby się na elementach belkowych. Wspomniane okucia występują na całej wysokości konstrukcyjnej stropu –

lokalnie powiększonej masywnymi podciągami – ich rozmiar w stosunku do zachowanej przestrzeni dobrze obrazuje Fotografia 36.



Fotografia 36 - Shup i podciąg z DKW [UBM Development].

W kontekście istotnych przykładów konstrukcji hybrydowych mieszanych drewniano-żelbetowo-stalowych należy także wspomnieć o domu studenckim *Brock Commons* z kanadyjskiego Vancouver, wybudowanym w roku 2018.

Składa się z osiemnastu pięter, a jego główną konstrukcję stanowi układ słupowo-płytowy ze słupów z drewna klejonego warstwowo i płyt z drewna klejonego krzyżowo. Panele stropowe mocowane są do słupów za pośrednictwem stalowych okuć, które przechodzą przez nie przelotowo, umożliwiając bezpośredni transfer obciążeń pionowych między słupami sąsiednich kondygnacji, unikając oddziaływania na elementy w poprzek włókien drewna.

Za sztywność przestrzenną konstrukcji odpowiadają dwa rdzenie żelbetowe, stanowiące ciągi komunikacyjne. Najwyższe piętro i konstrukcję dachu kształtuje natomiast układ słupowo-ryglowy z kształtowników stalowych (Rysunek 60).

Rysunek 60 - Wyróżnienie materiałów konstrukcyjnych budynku *Brock Commons*, od góry: elementy stalowe, drewniane, żelbetowe, fundamenty. Źródło: Acton Ostry Architects za Naturally:wood.



5.4 Hybrydowe konstrukcje drewniane

OPIS:

W niniejszej pracy wyspecyfikowano dwie kategorie konstrukcji drewnianych, sklasyfikowane na podstawie elementów konstrukcyjnych, z których się składają: konstrukcje z drewna masywnego i lekkie konstrukcje drewniane. Wcześniej wymienione przykłady obiektów, a także inne doświadczenia, pozwalają na scharakteryzowanie ich głównych właściwości w Tabeli 4. Należy zwrócić uwagę, że zestawienie odnosi się do zastosowań typowych – indywidualne rozwiązania pozwalają na wyjście poza te ograniczenia (np. zastosowanie podciągów stropowych o bardzo dużych przekrojach zwiększa typową rozpiętość stropu).

Tabela 4 - Właściwości konstrukcji z drewna masywnego i lekkiego szkieletu. Szarym tłem wyróżniono przewagę w stosunku do alternatywy.

Właściwość	Zastosowanie w konstrukcjach z drewna masywnego	Zastosowanie w konstrukcjach z lekkiego szkieletu
Możliwość zastosowania w układach prętowych	Tak	Nie
Możliwość zastosowania w układach tarczowych	Tak	Tak
Prefabrykacja panelowa (2D)	Tak	Tak
Prefabrykacja wolumetryczna (3D)	Tak	Tak
Możliwy stopień prefabrykacji	Wysoki	Wysoki
Maksymalna liczba kondygnacji	Budynki wysokościowe ³²	Budynki wysokie – do ok. 30 m ³³
Koszt ekonomiczny wykonania elementów o analogicznej funkcjonalności	Wyższy	Niższy
Grubość przegrody o analogicznej funkcjonalności	Większa	Mniejsza
Ekspozycja drewna	Łatwa – elementy konstrukcyjne	Utrudniona – dodatkowe elementy dekoracyjne
Wysokość kondygnacji	Wysoka (do 4,2 m)	Niska (do 3,2 m)
Utworzenie otwartych przestrzeni	Możliwe	Niemożliwe
Rozpiętość typowa	4-8 m	3,5-6,5 m

³² Budynek Ascent w Milwaukee w Stanach Zjednoczonych – 25 kondygnacji, z czego 19 w konstrukcji z drewna masywnego. Niemal co roku przekraczane są kolejne ograniczenia wysokościowe.

³³ Budynek Heimdalsporten w Trondheim w Norwegii – 8 kondygnacji. Niemniej jednak standardowo budynki z lekkiego szkieletu drewnianego wykonuje się do 4 kondygnacji.

Wydawałoby się, że łatwo jest sobie wyobrazić połączenie, które wykorzystywałoby mocne strony każdego typu, poprzez wykorzystanie ich w określony sposób, w zaplanowanym układzie, a zwłaszcza dostosowując możliwości do oczekiwań, ze starannym rozpatrzeniem aspektu optymalizacji ekonomicznej.

Konstrukcje masywne naturalnie wydają się właściwe dla głównych elementów konstrukcyjnych, mogą tworzyć układy usztywniające (prętowe w formie belkowych zastrzałów czy tężników, a także tarczowe, wykorzystując panele). Dają możliwość stworzenia otwartych pomieszczeń o dużej powierzchni, co ma szczególnie duże znaczenie w budynkach użyteczności publicznej (biurowce, szkoły, obiekty handlowo-usługowe). Często pozwalają na uwidocznienie faktury drewna, spełniając jednocześnie wysokie wymagania dotyczące odporności ogniowej. Mając to na uwadze trzeba pamiętać, że budynki to obiekty wydzielone z przestrzeni, a także podzielone wewnątrz, więc zastosowanie przegród jest nieodzowne. Technologia lekkiego szkieletu umożliwia stworzenie elementów nośnych (także usztywniających tarczowo) i nienośnych, ścian, stropów, sufitów, wewnątrz których znajdzie się izolacja czy elementy instalacji. Pozwala to na zwiększenie pożądanych właściwości (izolacyjności cieplnej czy akustycznej) przy jednoczesnej oszczędności miejsca, co przekłada się na większą powierzchnię użytkową. Niebagatelne znaczenie ma też niższy koszt wykonania elementów z lekkiego szkieletu w porównaniu do drewna masywnego o analogicznej funkcjonalności.

Struktury hybrydowe drewniane występują stosunkowo rzadko – przyczyny upatruje się wśród niżej wymienionych wad. Przykłady odnalezione w Internecie są nieliczne i dotyczą przede wszystkim hybrydowych konstrukcji drewnianych masywnych (Treet w Bergen i dom jednorodzinny w Postawelach) i są urzeczywistnieniem naturalnej tendencji wykorzystywania konstrukcji masywnej jako głównej konstrukcji nośnej. Hybrydowe konstrukcje drewniane z lekkiego szkieletu są przypadkami wyjątkowymi, a przedstawiony przykład budynku Virtuoso w Westbrook Village w Kanadzie, stanowi doskonałe potwierdzenie większości informacji przedstawionych w niniejszym rozdziale, a nieliczne różnice, sprawiające, że stał się przedstawicielem odrębnego typu, jeszcze dosadniej podkreślają charakterystyczne cechy hybrydowych konstrukcji drewnianych.

W związku z tym, że duża część zalet i wad jest wspólna dla hybrydowych konstrukcji drewnianych masywnych i z lekkiego szkieletu przedstawiono je w ramach rozdziału wspólnego, wyróżniając jednak cechy stanowiące silne strony z każdej z tych technologii. Natomiast przykłady podzielono już zgodnie z przedstawioną typologią, umożliwiając

właściwą identyfikację poszczególnych struktur i umieszczenie ich cech szczególnych w kontekście pozostałych typów.

Spośród poniższych przykładów wyróżnia się dom jednorodzinny w Postawelach, dla którego proces budowlany przebiegał w większości na placu budowy, jednak jest to pod tym względem wyjątkowy przedstawiciel typu. Zwraca się uwagę, że w przypadku hybrydowych konstrukcji drewnianych jedną z głównych zalet jest prefabrykacja – i tego typu obiekty, zalety i wady przedmiotowych struktur, należy rozważać głównie jako prefabrykowanych.

ZALETY:

Należy wymienić wszystkie zalety wymienione jako wspólne dla konstrukcji z drewna masywnego i lekkiego szkieletu, które opisano w poprzednich rozdziałach:

- **niski ciężar** konstrukcji,
- stosunkowo **niski koszt środowiskowy**,
- możliwość wykorzystania **estetyki i biofilicznego wpływu** na użytkownika,
- **potencjał** wykorzystania **prefabrykacji wysokiego stopnia**, a w efekcie uzyskania wysokiej precyzji, jakości **przy niskim czasie procesu budowy** i jego **bardzo ograniczonej uciążliwości** dla otoczenia,
- **potencjał oszczędności materiałowej i recyklingu**.

Kolejne zalety są efektem odpowiedniego wykorzystania danej technologii dla właściwych celów, składowych konstrukcji, w których jej zalety mogą zostać podkreślone, natomiast wpływ wad zredukowany. Dlatego podkreśla się wykorzystanie w hybrydzie konstrukcji z drewna masywnego jako głównej konstrukcji nośnej, a w efekcie uzyskania:

- możliwości ukształtowania układów, w których ścieżka transferu obciążeń pionowych biegnie w dominującej części wzdłuż włókien, a więc **maksymalnie zredukowane** zostają negatywne **efekty związane ze skurczem**, wynikającym z niskiej wytrzymałości drewna na ściskanie w poprzek włókien,
- **wysokiej odporności ogniowej** z wykorzystaniem zewnętrznych warstw drewna jako swego rodzaju otuliny,
- **większych rozpiętości i otwartości przestrzeni**, dzięki wykorzystaniu układów prętowych i przekrojów niedostępnych dla elementów drewnianych i drewnopochodnych niepoddanych obróbce inżynierskiej czy też dzięki zastosowaniu materiałów o podwyższonym module sprężystości, jak fornir klejony warstwowo LVL.

Jednocześnie elementy konstrukcyjne z lekkiego szkieletu będące nośnymi ścianami i stropami pozwalają skorzystać z następujących zalet, czyli:

- **obniżenie kosztu ekonomicznego**,

- **automatyzacji wielu procesów prefabrykacyjnych** (dla których istnieją rozwiązania technologiczno-maszynowe jeszcze niedostępne w przypadku drewna masywnego), a więc jeszcze większego poprawienia wydajności, skrócenia procesu budowlanego,

- wprowadzenia wewnątrz paneli pełniących funkcję nośną elementów niekonstrukcyjnych (izolacyjnych, instalacyjnych), a więc **udostępnienie większej przestrzeni użytkowej** poza nimi.

WADY:

Podobnie jak w przypadku zalet, wady hybrydowych konstrukcji drewnianych są powtórzeniem wprost tych samych, wspólnych dla konstrukcji homogenicznych z drewna masywnego i z lekkiego szkieletu drewnianego, które zostały opisane w poprzednich rozdziałach, a przede wszystkim:

- **stosunkowo wysokie grubości konstrukcji stropów** przy rozpiętościach niższych niż w przypadku użycia innych materiałów,

- **wrażliwość na zawilgocenia**, a przede wszystkim na bezpośrednie działanie czynników atmosferycznych i wody użytkowej,

- **wyzwania związane z ograniczeniem drgań i przenoszeniem hałasu** (zwłaszcza dźwięków uderzeniowych).

Wyżej zwracano także uwagę na konieczność korzystania z usług wyspecjalizowanych **zespołów projektowych i firm wykonawczych, których ilość jest do tej pory stosunkowo niewielka**. Niestaranność projektowa i realizacyjna w przypadku homogenicznych konstrukcji drewnianych skutkuje często zmniejszaniem ich zalet, a zwiększaniem znaczenia wad. W przypadku hybrydowych konstrukcji drewnianych kwestia specjalizacji i profesjonalizacji nabiera jeszcze większego, a często nawet decydującego znaczenia. Jest to o tyle istotne dla popularyzacji konstrukcji hybrydowych, ponieważ **liczba zespołów projektowych, producentów prefabrykatów i firm wykonawczych świadczących usługi z zakresu jednocześnie drewna masywnego jak i lekkiego szkieletu drewnianego jest zdecydowanie niższa niż wyspecjalizowanych w jednym z tych typów**. Jako, że są to jednostki, do których zwracają się inwestorzy i ich przedstawiciele, rzadko oferuje im się możliwość wykorzystania hybrydowej konstrukcji drewnianej. Skoro rzadko się ją oferuje, to jest ona również rzadko wykonywana, a niskie zapotrzebowanie skutkuje także stosunkowo mało rozwiniętym katalogiem rozwiązań integrujących konstrukcje drewniane masywne i te z lekkiego szkieletu. W kolejnym kroku brak wypracowanych i sprawdzonych rozwiązań sprawia, że projektanci i wykonawcy nie oferują tej usługi, a nawet nie rozważają jej w studiach wykonywalności,

których efekt decyduje o zastosowanej technologii. Tym samym powracamy do pierwszego ogniwa cyklu przedstawionego w tym akapicie i kolejność następstw pozostaje stała, nieprzerwana, będąc zarazem wadą hybrydowych konstrukcji drewnianych, skutkiem stanu obecnego, jak i jego przyczyną.

5.4.1 Hybrydowe konstrukcje z drewna masywnego

PRZYKŁADY

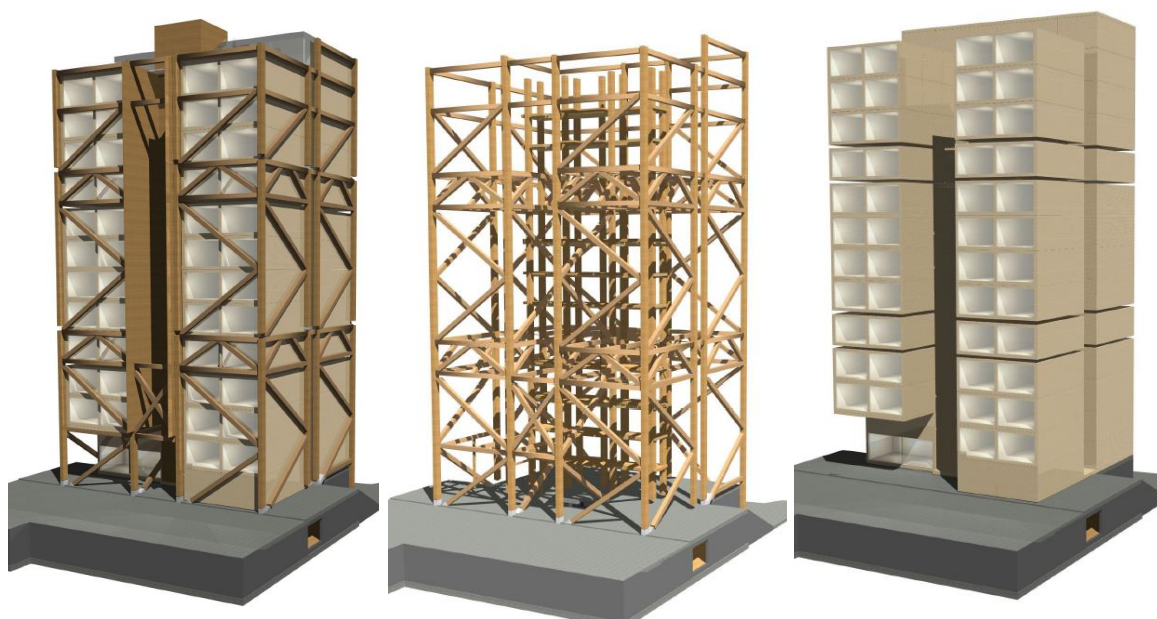
Nazwa własna/Funkcjonalność:	Treet, budynek mieszkalny
Lokalizacja:	Bergen, Norwegia
Data ukończenia budowy:	2015
Układ konstrukcyjny:	Słupowo-ryglowy
Układ usztywniający:	Prętowy
Opis konstrukcji:	
W 2007 roku Norweska Instytut Technologii Drzewnej (<i>Treteknisk</i>) zaproponował kombinację prętowych elementów z drewna masywnego oraz modułów wolumetrycznych jako nowy sposób kształtowania konstrukcji. W efekcie rozpoczęły się prace nad projektem Treet (nor. „drzewo”) w Bergen. Jest to budynek mieszkalny, zawierający w sobie 62 2- i 3-pokojowe mieszkania, posiadający 14 kondygnacji i wysokość 49 m. W momencie ukończenia (2015 rok) był najwyższym drewnianym budynkiem na świecie. Składa się z żelbetowego podium (parkingu), na którym umieszczono czternaście kondygnacji w konstrukcji drewnianej. Główną konstrukcję nośną stanowi słupowo ryglowy szkielet z drewna klejonego warstwowo i drewna klejonego blokowo klasy GL30c i GL30h. Wewnątrz szkieletu umieszczono niezależne, wolumetryczne moduły z lekkiego szkieletu drewnianego. Mimo iż kondygnacji jest aż 14, to dzięki zastosowaniu zewnętrznego szkieletu z drewna masywnego, wydzielono wewnętrzne układy, w których części typowo modułowe są nie większe niż czterokondygnacyjne, co można porównać do szafki wypełnionej szufladami. Udało się to dzięki zastosowaniu następującego zabiegu [Abrahmsen, 2015], który przedstawia Rysunek 61: - moduły kondygnacji 1-4 w układzie: moduły piętra wyższego oparte na modułach piętra niższego, a moduły pierwszej kondygnacji (i przechodząca przez nie ścieżka transferu obciążeń pionowych z kondygnacji 2-4) oparte są na kondygnacji żelbetowej,	

- moduły piątej kondygnacji opierają się na ramie z drewna klejonego warstwowo za pośrednictwem lokalnego żelbetowego stropu, tworząc wydzielone piętro „wzmocnione” („*powerfloor*”),

- moduły kondygnacji 6-9 w układzie: moduły piętra wyższego oparte na modułach piętra niższego, a moduły szóstej kondygnacji (i przechodząca przez nie ścieżka transferu obciążeń pionowych z kondygnacji 7-9) oparte są na ryglach głównej ramy konstrukcyjnej z drewna klejonego warstwowo,

- moduły dziesiątej kondygnacji opierają się na ramie z drewna klejonego warstwowo tworzącej wydzielone piętro „wzmocnione” („*powerfloor*”), analogicznie do modułów piątej kondygnacji,

- moduły kondygnacji 11-14 w układzie: moduły piętra wyższego oparte na modułach piętra niższego, a moduły jedenastej kondygnacji (i przechodząca przez nie ścieżka transferu obciążeń pionowych z kondygnacji 12-14) oparte są na ryglach głównej ramy konstrukcyjnej z drewna klejonego blokowo, analogicznie do modułów kondygnacji 6-9.



Rysunek 61 - Wizualizacja konstrukcji Treet, od lewej: całość, układ słupowo-ryglowy z DKW, moduły [Artec].

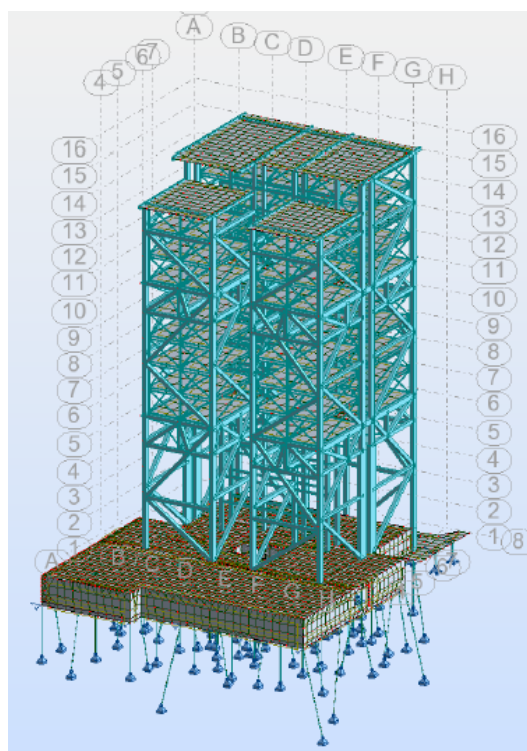
Sprawia to, że moduły z lekkiego szkieletu drewnianego przenoszą oddziaływania wpływające na nie same oraz na moduły będące w tym samym czterokondygnacyjnym segmencie, stojące na nich, na główną konstrukcję nośną w postaci słupowo-ryglowego układu z drewna klejonego blokowo oraz żelbetowej kondygnacji podium. Typowe przekroje słupów to 40,5x65,0 i 49,5x49,5 cm.

Oprócz modułów wolumetrycznych, konstrukcję z lekkiego szkieletu zastosowano także w panelach fasadowych.

Mimo iż wyżej odnotowano występowanie żelbetowych stropów (na dwóch kondygnacjach „wzmocnionych” oraz dachu), to jednak oceniono ich występowanie jako lokalne, przez co konstrukcję zakwalifikowano do hybrydowych konstrukcji z drewna masywnego.

Za zapewnienie stateczności odpowiada rama z DKW – dodatkowo wyposażona w układy diagonalnych zastrzałów drewnianych (o przekrojach typowo 40,5x40,5 cm) występujących w każdym polu ograniczonym ryglami i słupami w obrysie zewnętrznym konstrukcji.

Całości dopełniają panele z drewna klejonego krzyżowo – jako obudowa ciągów komunikacyjnych. Jak widać na modelu MES (Rysunek 62), nie pełnią jednak roli w zapewnianiu sztywności całości konstrukcji, a zapewniają jedynie sztywność własną.



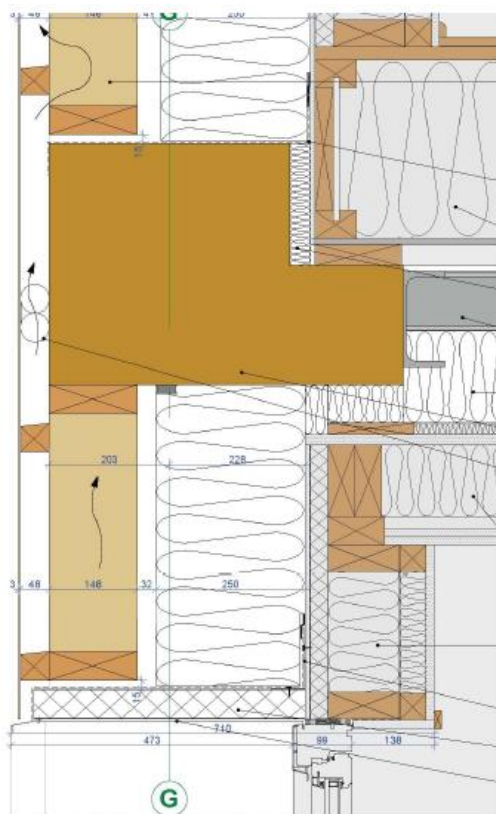
Rysunek 62 - Model MES konstrukcji Treet. [Abrahmsen, 2015].

Główna konstrukcja została zaprojektowana, by spełniać wymagania odporności ogniowej na 90 minut trwania pożaru, elementy drugorzędne na 60 minut.

Wnioski:

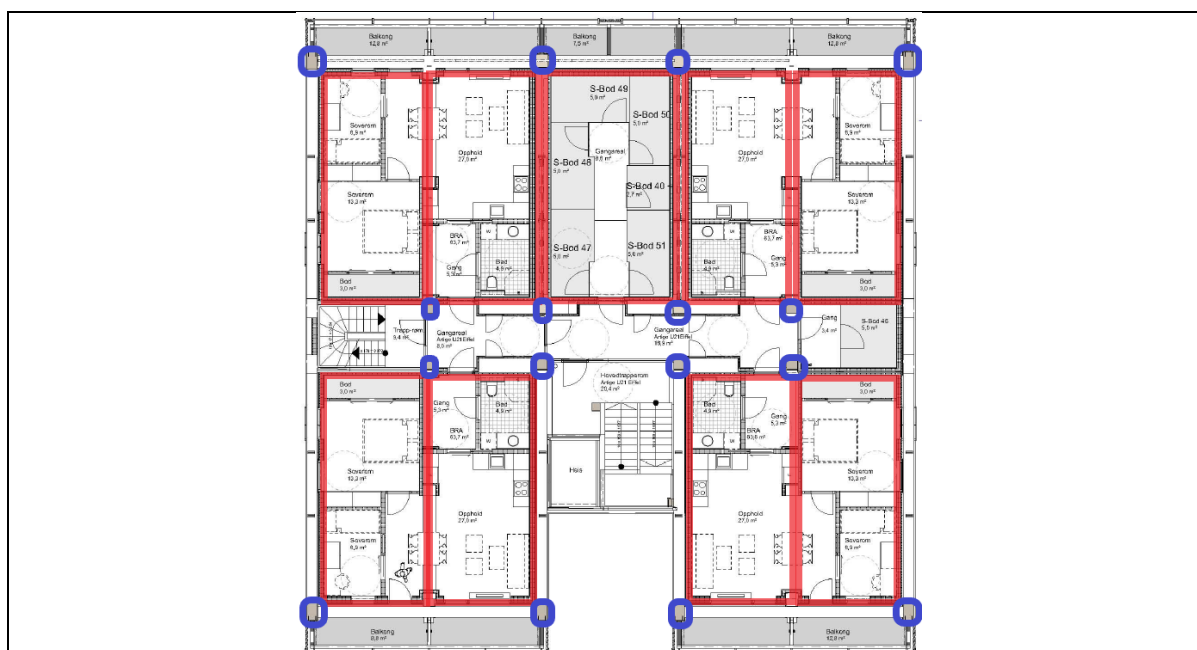
Analizując wnioski płynące z konstrukcji Treet należy wziąć pod uwagę, że miała ona charakter eksperymentalny, a – zgodnie z wiedzą autora – tego typu układ nie został

powtórzony. Prawdopodobnie miały na to wpływ stosunkowo wysokie koszty, a także jedna z ich bezpośrednich przyczyn – wysoki stopień komplikacji, związany z korzystaniem z wielu podwykonawców pracujących równolegle (konstrukcję z drewna masywnego i moduły z lekkiego szkieletu dostarczały dwa różne przedsiębiorstwa) oraz zastosowanie wielu indywidualnych rozwiązań [Malo i in., 2016], dostosowanych wyłącznie do tego obiektu, jak na przykładzie (Rysunek 63).



Rysunek 63 - Detal połączenia konstrukcji głównej, modułów i paneli elewacyjnych w poziomie stropu kondygnacji wzmocniającej [Artec].

Przy zastosowaniu hybrydowej konstrukcji drewnianej niewątpliwym wyzwaniem było takie rozplanowanie lokalizacji elementów konstrukcyjnych, by maksymalnie zintegrować konstrukcję główną z konstrukcją lekkiego szkieletu. Powinny znajdować się w tych samych przestrzeniach, nie ograniczając przestrzeni użytkowej. Próby przeciwdziałania takim niekorzystnym konsekwencjom można zaobserwować na rzucie, który przedstawia słupy wysunięte poza moduły (Rysunek 64), jednak efektów nie można uznać za w pełni optymalne – zaskutkowały elementami trudnymi w prefabrykacji i montażu, a ponadto tak zróżnicowanymi, że zachowanie izolacyjnej jednorodności przegród wydaje się wątpliwe.



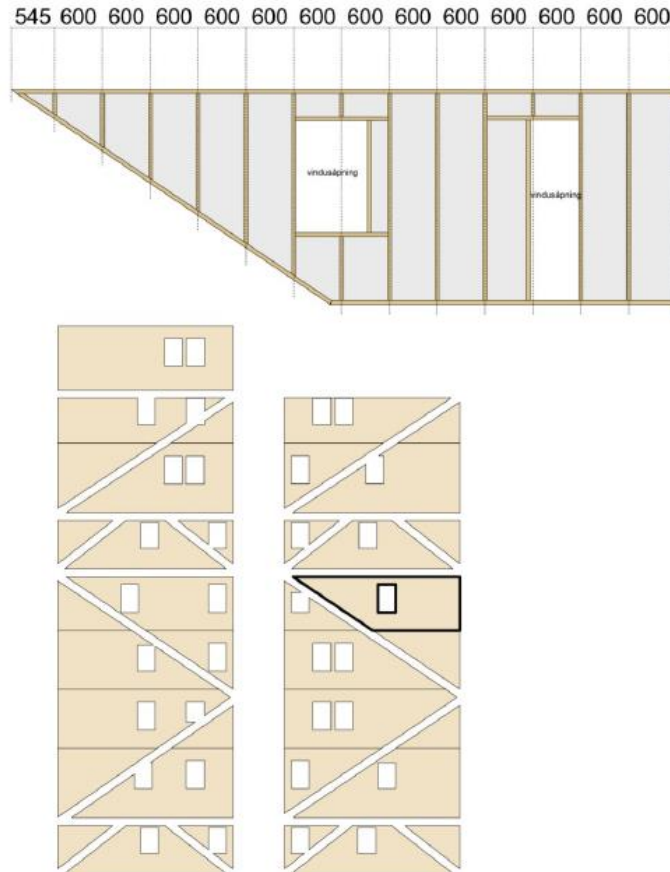
Rysunek 64 - Rzut typowej kondygnacji Treet z zaznaczonymi obrysami modułów (kolor czerwony) i lokalizacją głównych słupów konstrukcyjnych z DKW (niebieski).

W elewacjach północnej i południowej są one cofnięte przed szklaną fasadą. Choć z pewnością stanowią czynnik korzystny pod względem estetycznym, to uniemożliwiają użytkownikowi pełne korzystanie z balkonu (Rysunek 65). Podobne problemy generują także zastrzały w przestrzeniach wewnętrznych.



Rysunek 65 - Widok fasady i przekrój przez balkon [Artec].

Natomiast w elewacjach zachodniej i wschodniej konstrukcję główną wprowadzono w płaszczyznę ścian panelowych. Te w efekcie miały bardzo nietypowe (Rysunek 66), trudne w automatycznej prefabrykacji kształty.



Rysunek 66 - Panele fasadowe, od góry: przykładowy panel z wyróżnieniem elementów z lekkiego szkieletu, podział fasady na panele [Artec].

Choć zapewnienie sztywności przestrzennej układem prętowych zastrzałów z DKW jest interesującą koncepcją, to wydaje się podkreślać wszystkie negatywne skutki takiego rozwiązania w konstrukcjach drewnianych: skomplikowane połączenia, kolizje z innymi elementami (także niekonstrukcyjnymi) i przestrzeniami użytkowymi.

Na przykładzie konstrukcji budynku Treet możemy zaobserwować także inne wcześniej sygnalizowane wyzwania. Wysokości kondygnacji wynoszą zazwyczaj ok. 3 m, jednak należy zwrócić uwagę, jak duża część jest zajęta przez wysokość konstrukcyjną stropów (czy, jak w tym wypadku modułów wolumetrycznych, sumy wysokości panelu sufitowego modułu niższej kondygnacji i panelu podłogowego modułu kondygnacji wyższej, z przestrzenią międzymodułową między nimi). Dla standardowego stropu wynosi aż 55 cm (nie licząc głównej ramy z drewna klejonego blokowo). Wysokość kondygnacji wzmacniającej to ok. 3,4 m, a strop w jej przypadku mierzy aż 90 cm. Dodatkowo należy zwrócić uwagę, że tak niskie światło użytkowe jest dopuszczalne tylko w przypadku budownictwa mieszkaniowego. W przypadku biurowca 14 pięter skonstruowane w analogiczny sposób byłoby sumarycznie ok. 7 m wyższe, co często stanowi przeszkodę

związaną z dopuszczoną lokalnymi regulacjami wysokością budynku, a w efekcie rezygnacją z technologii drewnianej homogenicznej lub hybrydowej.

Wysokie konstrukcje części stropowych nie doprowadziły do szczególnie dużych rozpiętości – nie przekraczają one 4 metrów, co należy ocenić jako niskie, a zarazem typowe dla konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego.

Jak wspomniano wcześniej, w konstrukcji dachu zastosowano żelbetowe płyty. Było to związane z koniecznością dociążenia lekkiej konstrukcji głównej i lepszego przeciwdziałania oddziaływaniom poziomym. Z drugiej strony lekki ciężar konstrukcji miał pozytywny wpływ na posadowienie w trudnych warunkach gruntowych w bezpośrednim sąsiedztwie zatoki, a niski ciężar pojedynczego modułu (największe, o wymiarach w rzucie 5,2x8,7 m, ważyły mniej niż 15 ton) znacząco ułatwiał montaż.

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Dom jednorodzinny
Lokalizacja:	Postawełe, Polska
Data ukończenia budowy:	2022
Układ konstrukcyjny:	Panelowy
Układ usztywniający:	Panelowy pełny
Opis konstrukcji:	

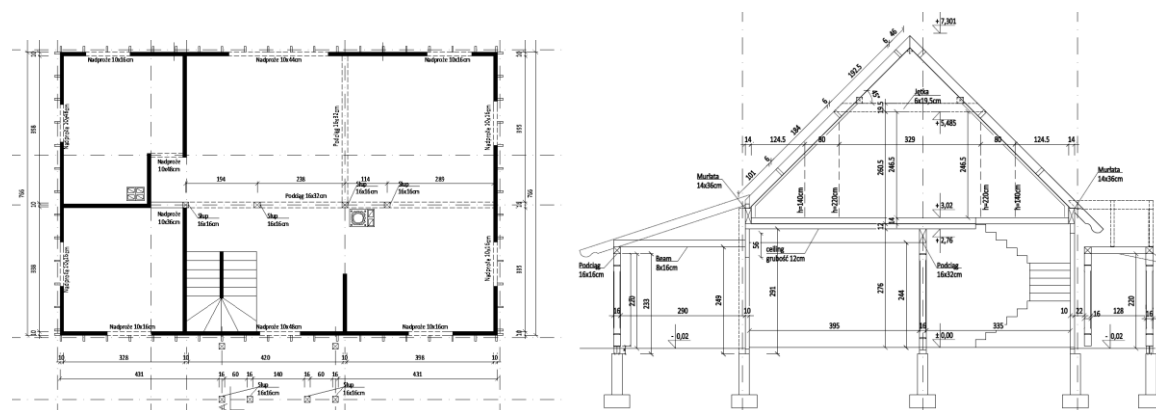


Fotografia 37 - Widok z zewnątrz podczas robót wykańczających. Źródło: materiały udostępnione Modulam.

Dom jednorodzinny (Fotografia 37) mieszczący się w podlaskiej miejscowości Postawełe jest typowym przedstawicielem prostego budownictwa z użyciem drewna masywnego w postaci podstawowych elementów konstrukcyjnych. Ma ok. 90 m²

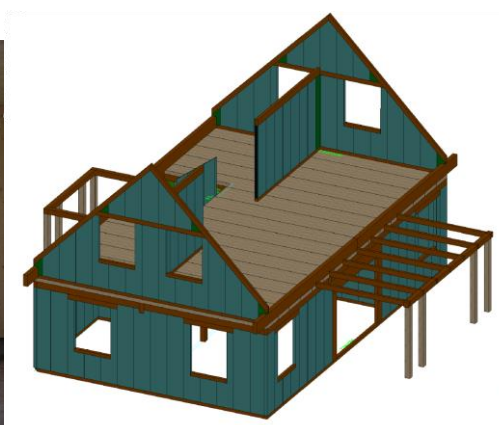
powierzchni zabudowy i wysokość 7,3 m, jest budynkiem parterowym z poddaszem użytkowym (Rysunek 67).

W przedmiotowym obiekcie większość przegród poziomych i pionowych zaprojektowano z paneli z DKW³⁴ o klasie GL24h, natomiast pojedyncze ściany piętra oraz konstrukcja dwuspadowego dachu o kącie 45 stopni składa się z lekkiego szkieletu drewnianego – opłytowanych słupków, podwalin, oczepów i krokwi z DKZK klasy C24.



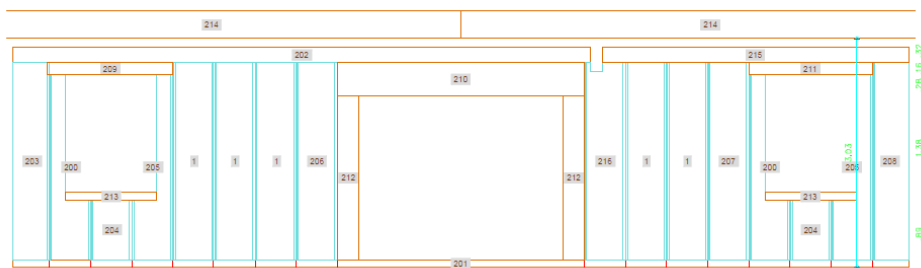
Rysunek 67 - Rzut parteru i przekrój przez dom jednorodzinny. Źródło: materiały udostępnione Modulam.

Konstrukcja dachu jest krokwiowo-jętkowa. Zarówno obciążenia pionowe, jak i poziome (w tym siły rozporowe z dachu) przenoszone są przez układ paneli z DKW (Po lewej: Fotografia 38, Rysunek 69). Konstrukcja ścian ma grubość 10 cm, natomiast panele stropowe są 12-centymetrowe.



Po lewej: Fotografia 38 - Parter budynku po zamontowaniu konstrukcji. Po prawej: Rysunek 68 - Wizualizacja konstrukcji z rozkrojem warsztatowym elementów. Źródło: materiały udostępnione Modulam.

³⁴ W tego typu budownictwie stosuje się zamiennie z panelami z DKK. Pierwsze są mniejszego formatu (o szerokości maksymalnej 56 cm), więc trudniejsze w montażu, wymagające większej ilości łączników, natomiast drugie są jednak mniej korzystne pod względem kosztowym.



*Rysunek 69 - Fragment projektu warsztatowego - rozkrój elementów ściennych.
Źródło: materiały udostępnione Modulam.*

Przedstawiona konstrukcja powstała na podstawie projektu zamiennego przygotowanego przez pracownię projektowania konstrukcji Modulam. Warto zwrócić uwagę, że projekt pierwotny zawierał inne rozwiązania konstrukcyjne, choć też mieszczące się w tej samej grupie klasyfikacyjnej głównej konstrukcji nośnej z drewna masywnego – ściany były zaprojektowane z drewnianych bali.

Wnioski:

W budownictwie mieszkalnym, a zwłaszcza jednorodzinnym (o znacznie mniejszej skali niż użyteczności publicznej), mamy do czynienia z redukcją siatki konstrukcyjnej, a więc rozstawów i rozpiętości. Mimo tego, potwierdza ona wcześniej przedstawione tezy. Budynek o szerokości 7,6 m podzielono ścianą konstrukcyjną i podciągami na słupach na siatkę, którą w uproszczeniu można opisać jako 2,8 x 3,4-4 m – znacznie mniejszą w stosunku do wcześniej omawianych. Redukcja grubości stropu nie jest proporcjonalna – nadal jest on stosunkowo wysoki (podciąg ma 32 cm i wraz z panelami stropowymi skutkuje lokalnie wartością 44 cm wysokości). Należy zwrócić uwagę, że jest to wynikiem prac optymalizacyjnych projektanta konstrukcji – wprowadzona przez niego siatka doprowadziła do wieloprzęsłowego układu statycznego w obu kierunkach, więc zmniejszała ugięcia, które byłyby prawdopodobnie czynnikiem decydującym o wymiarowaniu w podobnym układzie jednoprzęsłowym.

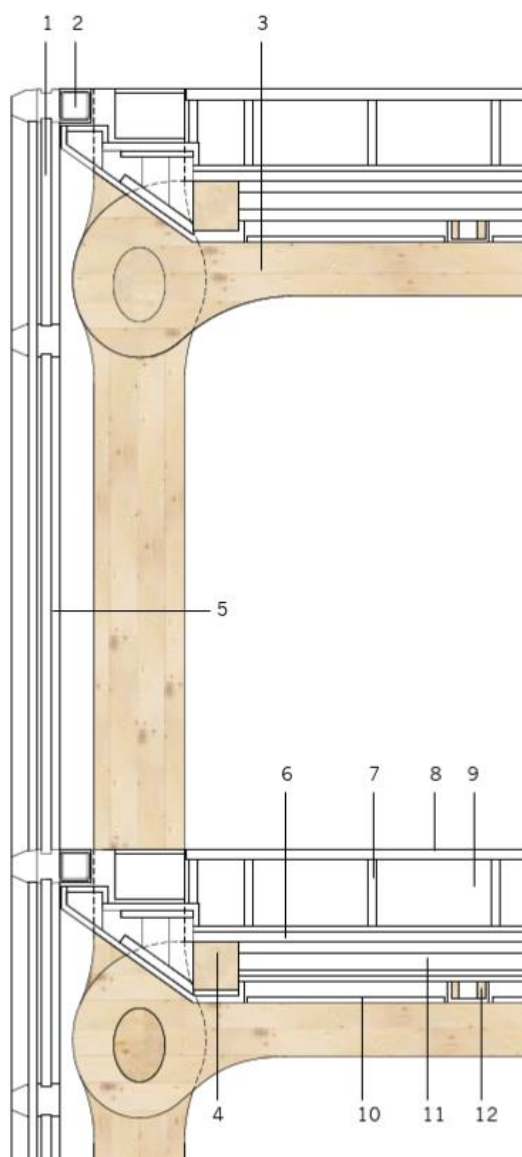
Co więcej, przy zaledwie dwóch niepełnych kondygnacjach i nieznacznym rozpiętościach, grubość konstrukcyjna ścian jest efektem technologii produkcji, a nie koniecznością wynikającą z nośności paneli. W tego typu budownictwie stosowanie drewna masywnego jest uzasadnione estetyką, a nie wytrzymałością. Uzyskujemy wiele powierzchni odsłoniętego drewna, kształtujących charakter pomieszczenia i samopoczucie użytkowników. Staje się to jedynym uzasadnieniem wysokiego kosztu elementów konstrukcyjnych niewykorzystanych konstrukcyjnie w sposób optymalny.

W projekcie skorzystano z możliwości prefabrykacji w bardzo niewielkim stopniu – ich realizacją są wyłącznie panele z DKW, dodatkowo obrobione w sposób umożliwiający prowadzenie części instalacji elektrycznych. Jednak panele są niewielkie (do 56 cm szerokości), wymagają wielu połączeń, co wydłuża montaż. Ponadto część ścian piętra i dach zaprojektowano jako opłytowany lekki szkielet drewniany – jednak konstruowany na budowie, a nie w zakładzie prefabrykacyjnym. Wskazuje to, że czynnikiem decydującym o cenie i decyzji inwestora w warunkach polskich może być wciąż niski koszt roboczogodziny na budowie oraz brak wymagań terminowych lub wymagania niewielkie, który uzasadniają przeniesienie akcentu pracochłonności na plac budowy.

W kontekście cech budownictwa drewnianego należy niewątpliwie zwrócić uwagę na kwestie drgań i akustyki – w budownictwie jednorodinnym nie mają one wielkiej wagi. W projekcie wykorzystano na stropie wylewkę betonową na warstwie styropianu. Pierwsza ma bardzo pozytywny wpływ na drgania i dobrze wygłusza dźwięki powietrzne, a także zwiększa masywność stropu, redukując dźwięki uderzeniowe. Jednak w projekcie brak przekładek akustycznych między elementami konstrukcyjnymi, przerywającymi tę izolację, a jako warstwę podstawowej izolacji akustycznej wykorzystano tani i prosty w montażu styropian, który jest zdecydowanie odradzany dla stropów drewnianych. Ma zbyt wysoką sztywność dynamiczną s' , więc zaleca się stosowanie bardziej miękkiej wełny mineralnej lub materiałów sypkich [Teibinger i in., 2013; Stora Enso, 2020, 1].

Znaczący wpływ na powstanie niniejszego rozdziału miały także inne hybrydowe konstrukcje z drewna masywnego, o których należy wspomnieć:

- ośmiokondygnacyjny budynek mieszkalny Limnologen ze szwedzkiego Växjö, podobnie jak Treet powiązany z wieloma działaniami badawczo-rozwojowymi [Serrano, 2009, 1, 2], w którym na podium żelbetowym opiera się konstrukcja z paneli ściennych i stropowych z drewna klejonego krzyżowo z użyciem lekkiego szkieletu jako technologii na niektóre ściany wewnętrzne (międzymieszkaniowe ściany nośne), pełniąc jednocześnie funkcję stabilizującą,
- sześciokondygnacyjna rozbudowa budynku Tamedia Head Office w szwajcarskim Zurychu o konstrukcji słupowo-ryglowej z drewna klejonego warstwowo o rozpiętości 5,45 m, z innowacyjnym użyciem masywnych łączników drewnianych i stabilizującymi zastrzałami oraz ze stropami w formie paneli z lekkiego szkieletu drewnianego (Rysunek 70).



Rysunek 70 - Przekrój przez kondygnację Tamedia Head Office z ryglami z DKW (3) i stropami z lekkiego szkieletu (4, 7- belki drewniane) [Green i in., 2017].

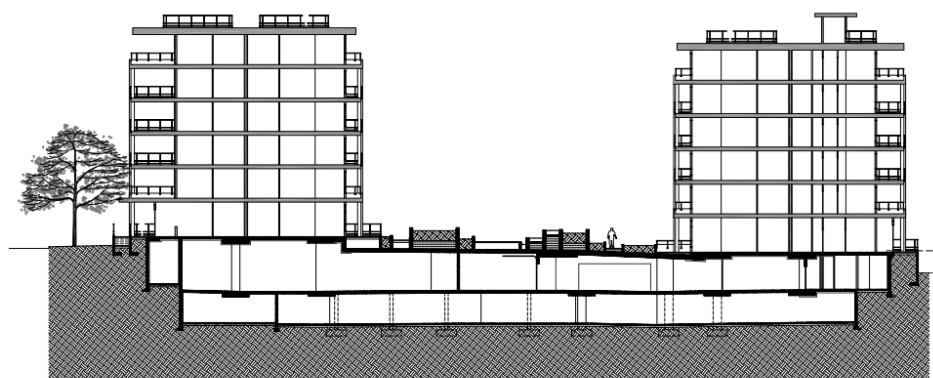
5.4.2 Hybrydowa lekka konstrukcja drewniana

PRZYKŁAD:

Nazwa własna/Funkcjonalność:	Dom studencki
Lokalizacja:	Westbrook Village, Kanada
Data ukończenia budowy:	2017
Układ konstrukcyjny:	Panelowy
Układ usztywniający:	Panelowy pełny
Opis konstrukcji:	
Virtuoso to jeden z domów studenckich na kampusie zachodniokanadyjskiego University of British Columbia. Jego powstanie wiąże się bezpośrednio z planem	

poszukiwania nowych sposobów budowania - zarówno funkcjonalnych, jak i obarczonych najniższym kosztem środowiskowym. W tym wypadku to dążenie do stworzenia tzw. *net zero-energy building* [Woodworks, 1], a więc budynku pasywnego, takiego, którego powstanie i eksploatacja pochłonie nie więcej energii niż zostanie wytworzone przez odnawialne źródła energii.

Składa się z dwupoziomowego żelbetowego parkingu, na którym posadowiono sześć kondygnacji w hybrydowej konstrukcji mieszanej (Rysunek 71), w których mieści się 106 mieszkań o powierzchniach od 140 do 180 m².



Rysunek 71 - Schematyczny przekrój przez Virtuso [Woodworks, 1].

Konstrukcja składa się ze ścian z lekkiego szkieletu drewnianego (zewnętrzne mają słupki o przekrojach 5x15 cm, wewnętrzne 5x10 cm), na których leżą stropy z drewna klejonego krzyżowo (Fotografia 39) o dziesięciocentymetrowej grubości. DKK użyto także do budowy balkonów, dachu oraz szachtów windowych. Elementem konstrukcji z drewna masywne są ponadto obwodowe rygle z drewna klejonego warstwowo.



Fotografia 39 - Panel stropowy z DKK na konstrukcji ściany z lekkiego szkieletu drewnianego [Woodworks, 1].

Wnioski:

Nietypowa konstrukcja, w której standardowe belki stropowe z dwuteowników z pasami z forniru klejonego warstwowo LVL zastąpiono panelami z drewna klejonego krzyżowo, jest wynikiem poszukiwania sposobu obniżenia konstrukcyjnej wysokości stropu. Płyty nie są jednak widoczne. Od spodu zasłanianie je sufit podwieszany, ponad którym znajduje się przestrzeń instalacyjna. Sprawia to, że mimo iż sama wysokość konstrukcyjna stropu jest stosunkowo mała, to światło użytkowe zostało ograniczone. Tego typu rozwiązanie uniemożliwia też wykorzystanie estetycznych i biofilicznych zalet pozostawienia odkrytych powierzchni drewna.

Należy zauważyć, że przy niskiej wysokości konstrukcyjnej stropu osiągnięto też stosunkowo niewielkie rozpiętości – od 3 do 4,6 metra, ale też projektowanie ze względu na drgania nie zidentyfikowało wymagania zastosowania wylewki betonowej. Wystarczające okazało się zastosowanie rozwiązania z ciężkim, ceramicznym wykończeniem wierzchnich warstw podłogi, leżących na półsztywnej macie akustycznej.

Funkcję zapewniającą stateczność przestrzenną konstrukcji pełnią usztywniające ściany z lekkiego szkieletu, na które siły poziome są transferowane ze stropów, zaprojektowanych jako sztywne tarcze, w których panele są między sobą połączone stalowymi wkrętami. Sztywność poszytych paneli ściennych okazała się niewystarczająca, wskazując na słabość konstrukcji z lekkiego szkieletu pod tym względem. Wymagały one wzmocnienia do przeniesienia sił kotwiących, podrywających panele obciążone poziomo w ich płaszczyźnie – w tym celu zastosowano stalowe ciągną, biegnące nieprzerwanie od fundamentu do najwyższej kondygnacji.

Zidentyfikowano także problem związany ze skurczem drewna wywołanym długotrwałym obciążeniem w poprzek jego włókien. Chociaż nie udało się go wyeliminować, to na etapie projektowania zredukowano do minimum liczbę i wysokość przekrojową takich elementów znajdujących się na ścieżce pionowego transferu obciążeń.

Wykorzystanie konstrukcji z lekkiego szkieletu umożliwiło zastosowanie izolacji umieszczonej pomiędzy słupkami konstrukcyjnymi, a w efekcie uzyskanie przegród o bardzo dobrych właściwościach, umożliwiającą realizację energetycznego celu.

Podkreśla się, że samo użycie hybrydowej konstrukcji drewnianej (Fotografia 40) stanowiło bardzo ważny krok na tej drodze – do budowy użyto około 3 tysięcy m³ drewna. Raport [Woodworks, 1] stwierdza, że jest to ilość drewna, której odpowiednik odrasta

w północnoamerykańskich lasach w ciągu zaledwie 8 minut, a zmagazynowano w niej ekwiwalent ok. 2 600 ton CO₂.



Fotografia 40 - Virtuoso podczas budowy [Woodworks, 1].

5.5 Podsumowanie – wyzwania badawcze i konstrukcyjne.

W pracy przeanalizowano szereg pozycji literaturowych oraz przykładów konstrukcji homogenicznych i hybrydowych. Spośród przykładów szczegółowo opisano dwanaście, znajdując charakterystyczne części wspólne i zmienne między nimi występujące. Skorzystano także z informacji pozyskanych na temat kilkunastu innych, zdawkowo wspomnianych, obiektów. Wśród wspomnianych cech odnaleziono zależności wynikające z typu konstrukcji, a dotyczące:

- sposobów zapewniania sztywności przestrzennej,
- wysokości użytkowej kondygnacji,
- wysokości konstrukcyjnej stropu i jego rozpiętości.

Zestawiono je poniżej (Tabela 5).

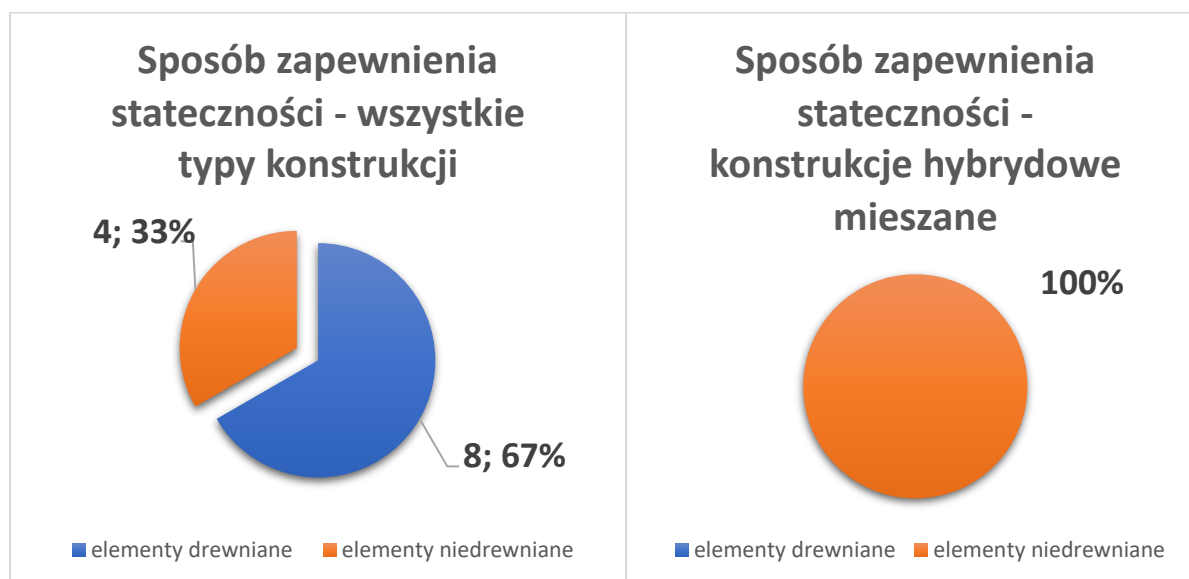
Tabela 5 - Zestawienie analizowanych przykładów i ich cech charakterystycznych.

Lp.	Lokalizacja	Nazwa własna	Funkcjonalność	Jednorodność konstrukcji	Typ konstrukcji	Układ konstrukcyjny	Liczba kondygnacji nadziemnych	Liczba kondygnacji	Zapewnienie sztywności przestrzennej	Typowa wysokość użytkowa kondygnacji (nie licząc lokalnych obniżzeń) [m]	Otwartość przestrzeni	Konstrukcja stropu	Rozpiętość stropu [m] w siatce słupów/ścian w części drewnianej	Wysokość konstrukcyjna stropu drewnianego
1.	Oslo, Norwegia	Hasletre	biurowy	homo-geniczna	z drewna masywnego	słupowo-ryglowy	4	4	rdzenie z DKK	3*	TAK	drewniana masywna	5	16 cm* na żebrach 40 cm
2.	Brummundal, Norwegia	Mjøstårnet	biurowo-usługowy	homo-geniczna	z drewna masywnego	słupowo-ryglowy	18	18	prętowy z DKW	3,35-3,75*	TAK	drewniana masywna	6,7-7,5	36 cm na żebrach 58,5-72 cm
3.	Słupno, Polska	brak	mieszkalny	homo-geniczna	z lekkiego szkieletu	panelowy	2	2	panele z lekkiego szkieletu	2,6	NIE	drewniana - lekki szkielet - przekroje prostokątne	2,6	27 cm
4.	Cierpice, Polska	brak	mieszkalny	homo-geniczna	z lekkiego szkieletu	panelowy	2	2	panele z lekkiego szkieletu	2,6	NIE	drewniana - lekki szkielet - przekroje prostokątne	3,2	44 cm
5.	Norwich, Wielka Brytania	Goldsmith Street	mieszkalny	homo-geniczna	z lekkiego szkieletu	panelowy	3	3	panele z lekkiego szkieletu	brak danych	NIE	drewniana lekki szkielet - przekroje dwuteowe	5	44 cm

Lp.	Lokalizacja	Nazwa	Funkcjonalność	Jednorodność konstrukcji	Typ konstrukcji	Układ konstrukcyjny	Liczba kondygnacji nadziemnych	Liczba kondygnacji drewnianych	Zapewnienie sztywności przestrzennej	Typowa wysokość użytkowa kondygnacji (nie licząc lokalnych obniżen) [m]	Otwartość przestrzeni	Konstrukcja stropu	Rozpiętość stropu [m] w siatce słupów/ścian w części drewnianej	Wysokość konstrukcyjna stropu drewnianego
6.	Cierpice, Polska	brak	socjalno-biurowy	hybrydowa	drewniano-żelbetowa	panelowy	2	2	rdzeń żelbetowy	3	NIE**	drewniana lekki szkielet - przekroje dwuteowe	6,5	44 cm
7.	Warszawa, Polska	Stockholm	biurowy	hybrydowa	drewniano-żelbetowa	słupowo-ryglowy	4	3	rdzeń żelbetowy	3,4	TAK	drewniana masywna	5,4	14 cm na żebrach 48-56 cm
8.	Redwood City, Stany Zjednoczone	Budynek nr 3 Biura Hrabstwa San Mateo	biurowy	hybrydowa	drewniano-stalowa	słupowo-ryglowy	6	5	rdzeń stalowy	3,5*	TAK	drewniana masywna	5-6	17 cm na żebrach 64 cm
9.	Frankfurt nad Menem, Niemcy	Timber Pioneer	biurowy	hybrydowa	drewniano-stalowo-żelbetowa	słupowo-ryglowy	9	7	rdzeń żelbetowy i panelowy z DKK	3,2*	TAK	drewniano-żelbetowa	3-4,5*	strop 12 cm na żebrach 28 cm
10.	Bergen, Norwegia	Treet	mieszkalny	hybrydowa	z drewna masywnego	słupowo-ryglowy	14	14	prętowy z DKW	2,5	NIE	drewniana-lekki szkielet	5,2	55 cm
11.	Postawe, Polska	brak	mieszkalny	hybrydowa	z drewna masywnego	panelowy	2	2	panele z DKW	2,7	NIE	drewniana masywna	3,4-4	12 cm
12.	Westbrook Village, Kanada	Virtuoso	mieszkalny	hybrydowa	z lekkiego szkieletu	panelowy	6	6	panele z lekkiego szkieletu	brak danych	NIE	drewniana masywna	3-4,6	10 cm

Analiza własna – zapewnienie stateczności

Spośród 12 przeanalizowanych przykładów 8 dotyczyło konstrukcji składających się wyłącznie z elementów konstrukcyjnych drewnianych (homogeniczne i hybrydowe konstrukcje drewniane) oraz 4, będące mieszanką elementów drewnianych i z innych materiałów, w których te pierwsze miały charakter dominujący (konstrukcje hybrydowe mieszane). W aż 67% z rozpatrywanych przypadków stateczność przestrzenną konstrukcji zapewniono przez użycie elementów drewnianych, były to jednak przypadki, dla których takie zastosowanie było naturalne – w konstrukcji nie użyto innych materiałów. Natomiast należy zauważyć, że, jeżeli w danej konstrukcji użyto oprócz drewna innego materiału (tworząc konstrukcję hybrydową mieszaną), to zawsze wykorzystywano go jako element zapewniający stateczność przestrzenną (Wykres 1). W żadnym przypadku konstrukcji hybrydowych mieszanych nie użyto elementu drewnianego jako głównego zapewniającego stateczność – stąd Wykres 1 jest jednolity, obrazujący wykorzystanie elementów niedrewnianych w 100% przypadków. Jedynym wyjątkiem jest użycie paneli z DKK w *Timber Pioneer* we Frankfurcie nad Menem, choć wówczas mają one charakter zaledwie pomocniczy dla podstawowej konstrukcji usztywniającej – rdzeni żelbetowych.



Wykres 1 - Sposób zapewnienia stateczności: wszystkie typy konstrukcji i konstrukcje hybrydowe mieszane.

Natomiast, jeśli rozpatrujemy wyłącznie konstrukcje drewniane (homogeniczne i hybrydowe), to wówczas należy zwrócić uwagę, że zdecydowanie częściej (6 przypadków) korzystano z układów panelowych (w tym: z lekkiego szkieletu, DKW i DKK) niż z układów prętowych (2 przypadki, oba o charakterze eksperymentalnym) – Wykres 2.



Wykres 2 - Układy usztywniające w konstrukcjach drewnianych homogenicznych i hybrydowych.

Analiza własna – wysokość użytkowa kondygnacji

Przeanalizowane przykłady wskazują na korelację między układami konstrukcyjnymi a wysokością użytkową kondygnacji (będącą wypadkową wysokości konstrukcyjnej kondygnacji pomniejszonej o wysokość konstrukcyjną stropu, a zastosowanym układem konstrukcyjnym). Tam, gdzie wykorzystano układy słupowo-ryglowe, typowo osiągnęto wysokości nie mniejsze niż 3 m (w 5 na 6 przypadków, Wykres 3), natomiast dla układów panelowych standardem są wysokości nie większe niż 3 m (we wszystkich, czterech przypadkach).

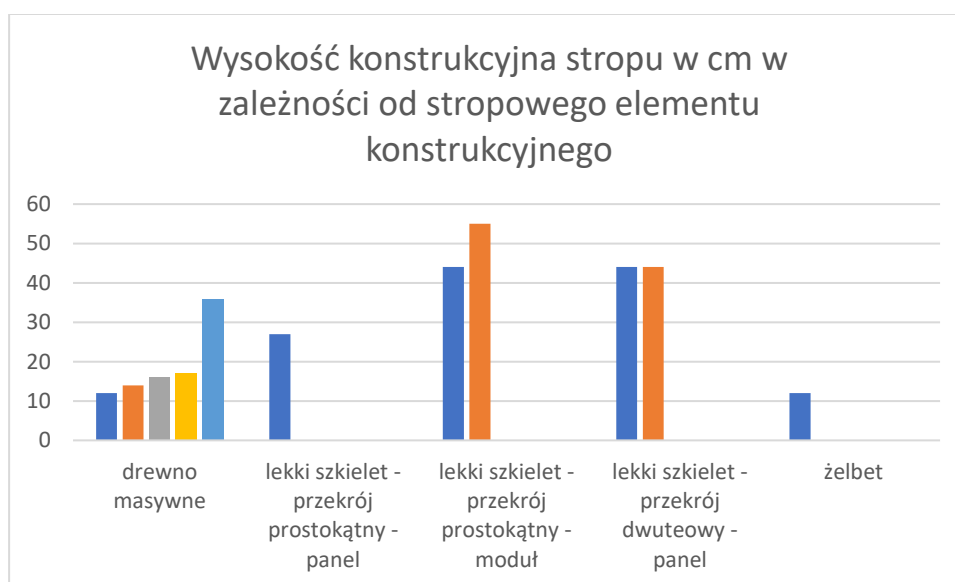


Wykres 3 - Układy słupowo-ryglowe - wysokość użytkowa kondygnacji.

Analiza własna – wysokość konstrukcyjna stropu

Jak wspomniano, bezpośrednio związana z wysokością użytkową jest wysokość konstrukcyjna stropu – suma wysokości składowych elementów konstrukcyjnych panelu stropowego, a więc płyta z DKK lub DKW oraz wewnętrzny szkielet drewniany paneli z lekkiego szkieletu wraz z dolnym i górnym poszyciem. Z analizy wykluczono dodatkowe elementy wsporcze, jeśli miały charakter lokalny lub liniowy (a nie powierzchniowy), więc powodowały zmniejszenie wysokości użytkowej jedynie na powierzchni mniejszej niż 20% całości (jak tzw. żebra – belki stropowe, jeżeli na nich opierały się właściwe panele stropowe). W przypadkach, w których rozpatrywano konstrukcje modułowe (np. budynki mieszkalne w Cierpicach czy Bergen) jako wysokość konstrukcyjną stropu przyjmowano sumę wysokości konstrukcyjnych panelu sufitowego modułu kondygnacji niższej, podłogi modułu kondygnacji wyższej i zaprojektowaną przestrzeń między nimi.

Jeżeli strop skonstruowano z elementów konstrukcyjnych z drewna masywnego, był on zasadniczo cieńszy (17 cm lub mniej w 4 z 5 przypadków) niż właściwy dla elementów konstrukcyjnych z lekkiego szkieletu (nie mniej niż 44 cm w 4 z 5 przypadków). Dodatkowo zwraca uwagę wysokość stropów z lekkiego szkieletu, w których jako elementy wewnętrznego szkieletu wykorzystano belki dwuteowe (dwa przypadki, oba 44 cm) oraz stropy w konstrukcjach modułowych (dwa przypadki: 44 i 55 cm).



Wykres 4 - Wysokość konstrukcyjna stropu w cm w zależności od typu stropowego elementu konstrukcyjnego.

W analizie rozpatrzono także przypadki stropów żelbetowych. Były one cieńsze niż odpowiedniki drewniane (12 cm w budynku biurowym we Frankfurcie nad Menem). Dostęp do projektu tego samego obiektu w technologii alternatywnej (żelbetowej) pozwala na

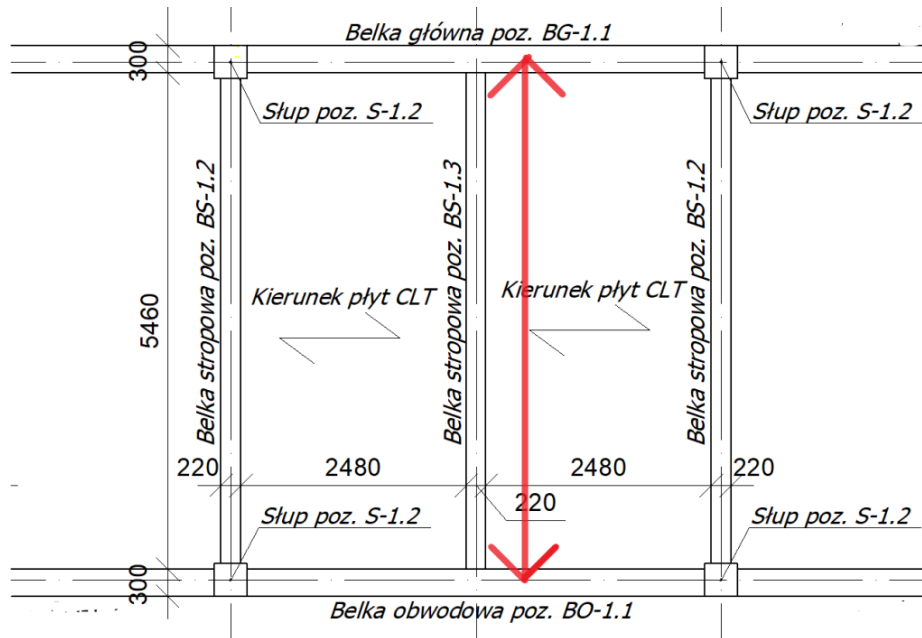
stwierdzenie, że strop żelbetowy może być mniejszej wysokości (budynek socjalno-biurowy w Cierpicach) lub nieco większej, ale przy rzadszej siatce układu słupowo-ryglowego go podtrzymującego (budynek biurowy w Warszawie), co omówiono w poprzednich rozdziałach.

Zestawienie obrazuje Wykres 4.

Analiza własna - rozpiętość stropu

Przeanalizowano także rozpiętości konstrukcyjne stropu. Tym razem uwzględniono zestawy elementów stropowych: panele (z lekkiego szkieletu, drewna masywnego, żelbetowe) z żebrami, na których się opierają (belki stropowe), granice rozpiętości stawiając w osiach, w których znajdują się elementy przenoszące z nich obciążenia na kondygnacje niżej (ściany, słupy).

Przykładowo – w projekcie technicznym budynku *Stockholm* stropowa płyta z drewna klejonego krzyżowo opiera się na układzie żeber z drewna klejonego warstwowo (belek stropowych). Niektóre belki stropowe opierają się na innych, poprzecznych belkach (głównych i obwodowych) umieszczonych na tej samej wysokości, które opierają się na słupach, inne żebra opierają się na słupach bezpośrednio. W takim przypadku rozpiętością konstrukcyjną stropu jest wyidealizowana rozpiętość osiowa belki stropowej – od osi do osi słupa (Rysunek 72).



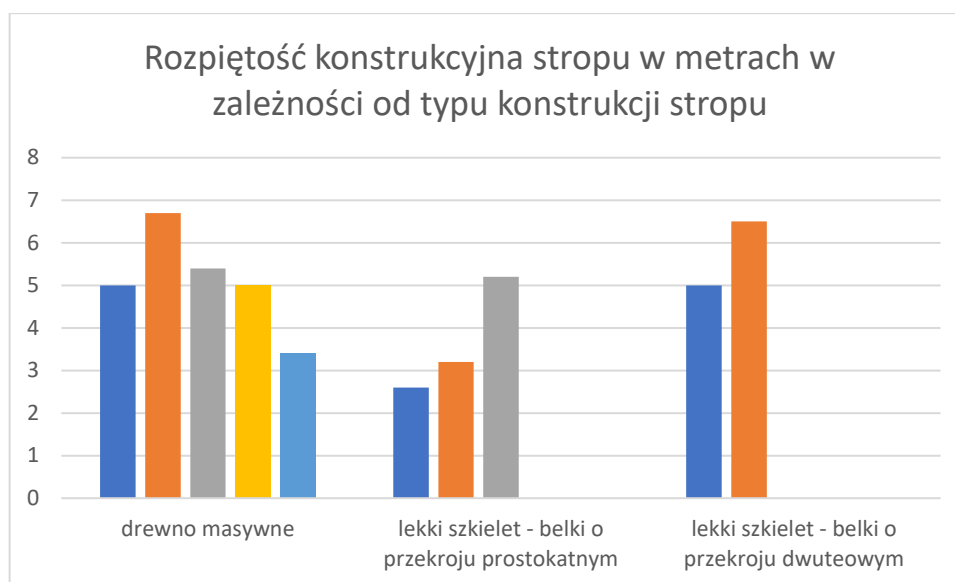
Rysunek 72 - Rozpiętość konstrukcyjna stropu budynku biurowego Stockholm w Warszawie.

W zależności od zastosowanego typu konstrukcji stropu, rozpiętości przeanalizowanych przypadków mieszczą się w następujących przedziałach:

- konstrukcja z drewna masywnego – od 3,4 do 7,5 m, średnio 5,1 m,

- konstrukcja z lekkiego szkieletu z elementami składowymi paneli w postaci belek o przekrojach prostokątnych – od 2,6 do 5,2, średnio 3,67 m,
- konstrukcja z lekkiego szkieletu z elementami składowymi paneli w postaci belek o przekrojach dwuteowych – od 5 do 6,5 m, średnio 5,75 m.

Poszczególne rozpiętości przedstawiono poniżej - Wykres 5.



Wykres 5 - Rozpiętość konstrukcyjna stropu w metrach w zależności od typu konstrukcji stropu.

Analiza własna – wnioski

Przedstawione powyżej przykłady wskazują, że najczęściej zastępowanym elementem w homogenicznych konstrukcjach drewnianych są elementy zapewniające stateczność konstrukcji. W każdym z analizowanych przypadków konstrukcji hybrydowych mieszanych występowało zjawisko wykorzystania elementów niedrewnianych jako tych, które pełnią rolę usztywniającą – to też często był jedyny element konstrukcyjny z materiału innego niż drewno (nie licząc fundamentu czy podium), sprawiający, że konstrukcja jako całość przedstawiała być homogeniczna. Jeżeli układ usztywniający był wykonany z elementów drewnianych, to w przeważającej ilościowo części opierał się na konstrukcji panelowej, masywnej lub z lekkiego szkieletu.

Wskazuje to, że wymieniane w szczegółowym opisie przykładów argumenty przedstawiające wyzwania związane z zapewnieniem stateczności są rozwiązywane przez wprowadzenie elementów panelowych lub wykorzystanie elementów stalowych lub żelbetowych.

Jednocześnie zwrócono uwagę, że konstrukcje drewniane masywne umożliwiają ukształtowanie kondygnacji wyższych (zwłaszcza powyżej 3 m) i o większych rozpiętościach

konstrukcji stropów (do 7,5 m). Jednak rozpiętości typowe (5-6 m) są dalekie od tych, które stosuje się zazwyczaj w budynkach użyteczności publicznej, gdzie typowa siatka modułarna budynku biurowego, często wykonywanego w konstrukcji żelbetowej, ma długość boku 8-8,5 m. Co więcej, duże rozpiętości oferowane są przez technologie związane z drewnem masywnym, które zazwyczaj powodują wyzwania związane z kolizjami z liniowymi instalacjami instalacji. Kanały wentylacyjne czy przewody elektryczne prowadzi się w stropach z lekkiego szkieletu drewnianego, przez co nie zajmują one przestrzenie poza konstrukcyjną wysokością stropów, jednak stropy wykonane w tej technologii rzadko przekraczają 6 m rozpiętości.

Sprawia to, że stropowe konstrukcyjne elementy drewniane należy rozpatrywać jako stosunkowo wysokie (jak z lekkiego szkieletu drewnianego) lub niższe, choć przecinanie liniowymi żebrami, z biegnącymi w miarę możliwości między nimi elementami instalacji (jak z drewna masywnego), a więc sumarycznie także wysokie. Rozpatrywane stropy z lekkiego szkieletu mają wysokości konstrukcyjne zazwyczaj leżące w przedziale 40-50 cm, natomiast te z drewna masywnego, gdy do cienkiej płyty stropowej dodaje się wysokość żebra, mają nawet 60-80 cm.

Mimo tych wyraźnych różnic w sposobie wykorzystania konstrukcji z lekkiego szkieletu i drewna masywnego, znaleziono bardzo niewiele przypadków prób hybrydyzacji obu typów konstrukcji.

Analiza i wnioski z literatury

Podczas prac przeanalizowano także pozycje literaturowe ze szczególnym uwzględnieniem zmiennych uwidocznionych podczas analizy własnej przedstawionych wcześniej przypadków.

Dane, uwzględniające klasyfikację analogiczną do przedstawionej w niniejszej pracy, podają badania przeprowadzone przez *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* [Safarik i in., 2023] z 2022 roku. Spośród przeanalizowanych 139³⁵ budynków o liczbie kondygnacji nie mniejszej niż 8, w których głównej konstrukcji użyto drewna i materiałów drewnopochodnych, jako drewniane homogeniczne zakwalifikowano 44%³⁶, przy 36% hybrydowych z użyciem żelbetu, 8% z użyciem stali, 12% z użyciem stali i żelbetu. Dowodziłoby to dominującej pozycji konstrukcji drewnianych homogenicznych. Jednak

³⁵ W tym, na moment przeprowadzenia badania: 66 ukończonych, 18 w budowie, 55 planowanych.

³⁶ Należy zwrócić uwagę, że w związku z różnicami w typologii w stosunku do niniejszej rozprawy, niektóre obiekty mogą być inaczej przyporządkowane, np. Sara Kulturhaus ze Szwecji, konstrukcja zakwalifikowana tu jako homogeniczna drewniana ze względu na lokalne występowanie elementów stalowych, wg *CTBUH* uznawana jest za hybrydową drewniano-stalową.

bardziej wnikliwa analiza wskazuje, że taka przewaga jest uwidoczniła tylko w określonych warunkach:

- budynków niższych niż 10 pięter – wówczas konstrukcje homogeniczne drewniane stanowią aż 51% wszystkich, przy czym od 11 pięter włącznie tylko 26%; ponadto w najwyższej dwudziestce znajdują się zaledwie trzy budynki homogeniczne drewniane³⁷,
- budynków mieszkalnych (65%) – których funkcjonalność pozwala na dzielenie przestrzeni licznymi, stosunkowo gęsto rozmieszczonymi ścianami, a umożliwiające jest prowadzenie zdecentralizowanych elementów instalacji.

Sugeruje to dwa wyzwania, które bardzo często pojawiają się w przykładach wskazanych w niniejszej pracy. Pierwsze to **trudności z zapewnieniem stateczności konstrukcji**, przeniesienie sił poziomych o źródłach zewnętrznych (wiatr i oddziaływania sejsmiczne) i przekazanie ich do gruntu bez wywołania nadmiernych deformacji czy drgań przy stosunkowo lekkiej konstrukcji, która nie jest łatwa do usztywnienia – stąd ograniczenie wysokości budynku. Drugie to **zapewnienie dużych, otwartych przestrzeni**, funkcjonalnie niewydzielonych ścianami, umożliwiającymi łatwe kształtowanie pomieszczeń, unikanie kolizji z elementami instalacyjnymi. Obiekty mieszkalne takich nie wymagają, oferują stropom liczne podpory w postaci ścian zewnętrznych i wewnętrznych, skracają oczekiwane rozpiętości poziomych elementów konstrukcyjnych. Analogiczne wyzwania, wynikające z konieczności zapewnienia podparcia elementom stropowym wskazuje [Waugh Thistleton, 1, 2023], podając jako optima rozpiętości stropów: 2,5-3 m (dla modułów), 6 m dla paneli z drewna masywnego i układów słupowo-ryglowych.

Podobne wnioski odnajdziemy w [Premrov i in., 2023], gdzie konstrukcje homogeniczne drewniane wskazane są jako bardziej **ograniczone pod względem liczby kondygnacji** do hybrydowych drewniano-żelbetowych (18 w stosunku do 24 m), przy mniejszych maksymalnych rozpiętościach (10 w stosunku do 15 m). Przedstawia się znowu **wyzwania związane z zachowaniem stateczności**, ze szczególnym wskazaniem na problemy lekkich konstrukcji drewnianych, w praktyce ograniczonych do czterech maksymalnych kondygnacji. Jednocześnie zaznacza się, że to wyłącznie konstrukcje homogeniczne drewniane oferują znakomite wyniki pod względem ekologicznym – sekwestracji dwutlenku węgla.

Jednocześnie trzeba zaznaczyć, że w literaturze brakuje analiz związanych z wysokością konstrukcyjną stropów.

³⁷ W tym norweski Mjøstårnet czy norweski Treet, których konstrukcje mają w dużej części charakter i uzasadnienie eksperymentalne.

Podsumowanie – wyzwania i luki badawcze

Należy podkreślić, że zarówno w wymienionych przykładach jak i w literaturze niewiele wspomina się o konstrukcjach, które zgodnie z typologią przyjętą w niniejszej pracy należy określić jako hybrydowe konstrukcje drewniane, łączące w sobie elementy z drewna masywnego i lekkich elementów drewnianych. Choć wszystkie przedstawiane wyzwania są wspólne dla obu typów konstrukcji homogenicznych drewnianych (stateczność, niewielkie rozpiętości), to widzimy jednak między nimi zasadnicze różnice. Konstrukcje homogeniczne masywne umożliwiają kształtowanie otwartych przestrzeni dzięki ustrojom słupowo-ryglowym czy podwyższają granicę możliwej liczby kondygnacji ze względu na uniknięcie problemu elementów konstrukcyjnych ściskanych w poprzek włókien znacznymi siłami. Natomiast homogeniczne lekkie konstrukcje drewniane umożliwiają o wiele dalej posuniętą prefabrykację i szybkość budowy, choćby przez wprowadzenie do nich instalacji, czy tworzą przegrody o mniejszych grubościach i lepszych właściwościach cieplno-wilgotnościowych, dzięki wprowadzeniu izolacji pomiędzy drewniane słupki czy belki. Wydaje się, że są to cechy, które przy właściwym połączeniu, mogłyby zaowocować konstrukcjami o unikatowych, korzystnych właściwościach, lepszych niż cechy konstrukcji homogenicznych.

Nie budzą wątpliwości także zalety wspólne dla obu powyższych – ograniczenie środowiskowego kosztu budownictwa: sekwestracja dwutlenku węgla, krótki i czysty proces prefabrykacji i budowy, o stosunkowo niewielkiej energochłonności.

Zarówno przypadki poddane analizie własnej, jak i literatura wskazują, że istnieje luka w obszarze rozwiązań dotyczących budynków użyteczności publicznej – **budynki drewniane są niższe niż przeciętne, mają mniejsze rozpiętości niż oczekiwane, wysokości konstrukcyjne stropów powodują konieczność zwiększenia całkowitej wysokości budynku** w stosunku do analogicznego, o tej samej liczbie kondygnacji, wykonanego w technologii żelbetowej.

Obecny stan wiedzy nie oferuje jednak rozwiązań, które pozwalają w sposób łatwy i efektywny dokonywać połączeń obu typów, konstrukcji z drewna masywnego i lekkiego szkieletu drewnianego, tworzących hybrydowe konstrukcje drewniane.

Dlatego wydaje się wskazane poszukiwanie rozwiązań w takim połączeniu elementów z drewna masywnego z tymi z lekkiego szkieletu drewnianego, umożliwiającymi rozwiązywanie wyzwań, które zostały w niniejszej pracy zdiagnozowane:

- **zwiększenie rozpiętości stropów**, umożliwiającymi kształtowanie układów o siatce modularnej o długości boku większej niż 8 m,

- **zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej stropów** przy zastosowaniu dotychczasowej typowej siatki modularnej konstrukcji drewnianych (ok. 5 m), tak by jako paneli stropowych można było użyć paneli z lekkiego szkieletu o wysokości nie większej niż 24 cm, przy lokalnych liniowych obniżeniach (żebdach stropowych) nie większych niż 50 cm, a zlokalizowanych **tak, by ograniczać ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji prowadzonymi pod stropem** (czyli np. równoległe do instalacyjnego układu zbiorczego prowadzone w położonym centralnie korytarzu),

- **zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej stropów w taki sposób, by stworzyć spodnią powierzchnię jednolitą, przy wysokości nie większej niż 36 cm,**

- **zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej stropów w budynkach o konstrukcji modułowej z lekkiego szkieletu drewnianego poniżej 44 cm przy rozpiętości 3,2 m,**

- **zapewnienie stateczności przy zastosowaniu elementów panelowych o właściwej sztywności połączonych z konstrukcją główną, umożliwiającą kształtowanie otwartych przestrzeni, i między sobą w sposób umożliwiający całkowity transfer sił,**

- **zapewnienie stateczności w budynkach o wysokości powyżej 10 kondygnacji.**

W tym kontekście konstrukcje hybrydowe drewniane (hybrydowe konstrukcje z drewna masywnego i hybrydowe lekkie konstrukcje drewniane) należy uznać za zdecydowanie niewystarczająco zbadane. Wydaje się korzystnym poszukiwanie zestawień materiałów drewnianych i drewnopochodnych, a przede wszystkim opracowywanie nowych sposobów ich łączenia, które będą stanowić wkład badawczy w dalszy rozwój wiedzy o tej gałęzi, a – w dalszej perspektywie – umożliwienie jej szerszego i bardziej optymalnego zastosowania.

6 Propozycja hybrydowej drewnianej konstrukcji z drewna masywnego i lekkich paneli szkieletowych

6.1 Zakres i cel rozdziału

We wcześniejszej części pracy wykazano racjonalność dążenia do zwiększenia popularności konstrukcji drewnianych jako alternatywę dla materiałów dotychczas uważanych za tradycyjne (jak stal, mur czy żelbet), wskazując ich zalety związane z ekologią, lekkością, wydajnością, łatwością kształtowania czy wpływem na zdrowie i samopoczucie użytkownika. Jednocześnie przedstawiono ograniczenia, w znaczącej części wynikające z naturalnych cech materiału i jego obróbki. Sprawiają one, że nie można w sposób dowolny zastąpić danej konstrukcji żelbetowej drewnianą i odwrotnie, nie biorąc pod uwagę szeregu zależności wytrzymałościowych, geometrycznych oraz funkcjonalnych. Z tego powodu, jak także wskazano wcześniej, szereg ograniczeń sprawia, że w wielu przypadkach konstrukcje drewniane nie mogą być traktowane jako równorzędna alternatywa.

W kolejnej części pracy podjęto próbę szczegółowej analizy wybranych zdiagnozowanych ograniczeń konstrukcji drewnianych, zarówno masywnych, z lekkiego szkieletu, jak i hybrydowych. Osadzono je w określonym kontekście projektowym (oczekiwanej funkcjonalności i nośności) oraz zidentyfikowano warunki graniczne, w których mogą znaleźć zastosowanie jako konkurencja konstrukcji żelbetowych i stalowych.

Zdiagnozowane ograniczenia zebrano w dwie grupy, umożliwiające ich zbiorczą analizę:

- 1. cech związanych z konstrukcją stropów, umożliwiając określenie granic dotyczących rozpiętości, wysokości konstrukcyjnej, ograniczenia ryzyka kolizji z instalacjami, bezpośrednio związanych z wysokością rzeczywistą kondygnacji,**
- 2. cech związanych z zapewnieniem globalnej stateczności budynku, pozwalając na znalezienie warunków ograniczających, w których hybrydowe drewniane elementy konstrukcyjne mogą mieć racjonalne zastosowanie.**

W celu przeprowadzenia analizy dokonano doboru wspomnianego kontekstu projektowego - konstrukcji budynku biurowego. Przykłady podobnych znalazły się we wcześniejszych rozdziałach pracy, opisujących obecny stan zastosowań konstrukcji drewnianych w Polsce i na Świecie (Hasletre z Oslo, biurowiec panelowy z lekkiego szkieletu z Cierpic, Budynek nr 3 Biura Hrabstwa San Mateo z Redwood City, Stockholm z Warszawy

i Timber Pioneer z Frankfurtu nad Menem) w sposób wyraźny obrazując oczekiwania inwestorów i potencjalnych użytkowników (wysokie światło użytkowe, duża liczba kondygnacji, potrzeba zapewnienia otwartych przestrzeni) oraz warunki stawiane konstrukcji (ograniczenie wysokości elementów konstrukcyjnych, a więc rzeczywistych wysokości kondygnacji dla pełnego wykorzystania dostępnej wysokości zabudowy, trudności z prowadzeniem nagromadzonych elementów instalacji – kolizje, rozrzedzenie podpór – słupów).

Tego typu badanie ma na celu nie tylko określenie granic racjonalnego zastosowania konstrukcji drewnianych, ale sformułowanie szeregu wniosków służących do przedstawienia potencjalnych rozwiązań, których stosowanie w rozpoznanych ramach jest uzasadnione. Ponadto wyniki pozwolą na krytyczną ocenę samych rozwiązań.

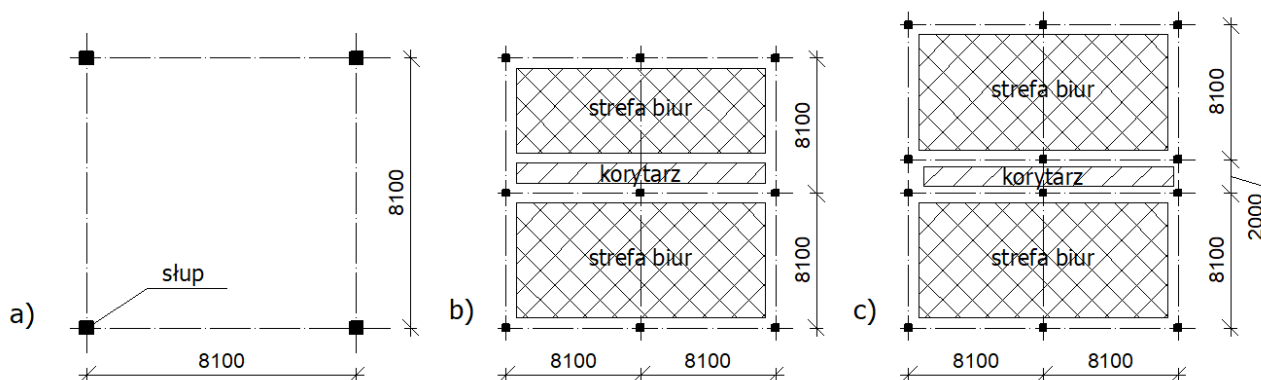
6.2 Założenia ogólne kontekstu projektowego analizy

Zgodnie z literaturą [Neufert, 2011] i doświadczeniem autora, jako typową architektoniczną siatkę modułarną budynków biurowych w Europie stosuje się wielokrotności wymiaru 2,7 m. Jeden z najpopularniejszych stosowanych układów jest oparty na trzykrotności tego wymiaru (8,1 x 8,1 m), o słupach konstrukcyjnych położonych w przecięciach osi siatki. Nie licząc elementów stropowych, są one jedynym elementem konstrukcyjnym zaburzającym otwartą przestrzeń większej części kondygnacji. W niniejszej analizie wykorzystano wspomnianą siatkę i układ będący jej wynikiem w celu sprawdzenia możliwości wykorzystania konstrukcji drewnianych zarówno dla zagadnienia związanego z konstrukcją stropów jak i konstrukcją usztywniającą.

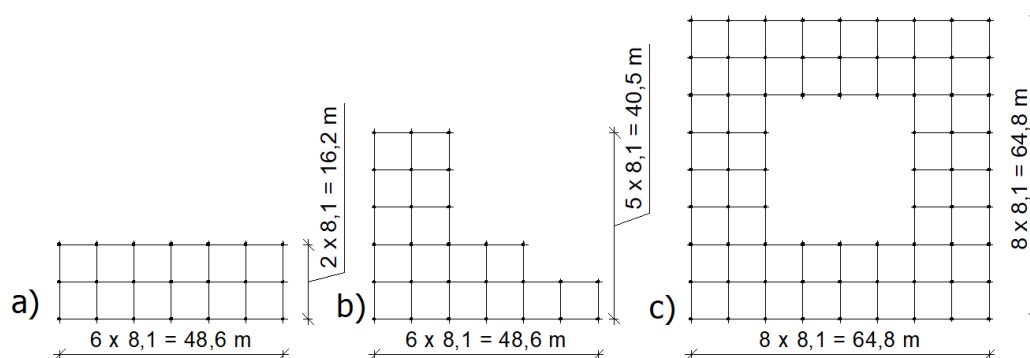
6.3 Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modułarnej 8,1 x 8,1 m

6.3.1 Założenia do analizy stropu

Przeanalizowano pojedyncze pole stropu 8,1 x 8,1 m, jako niezależny, łatwy do wydzielenia układ, który w miarę potrzeb może być swobodnie rozbudowywany o kolejne równoważne lub mniejsze (Rysunek 73), umożliwiając niemal dowolne konfiguracje (Rysunek 74). Linie osiowe siatki mogą być swobodnie wypełniane ścianami wewnętrznymi lub zewnętrznymi z dowolnej wielkości otworami bez konieczności ingerencji w układ konstrukcyjny.



Rysunek 73 - Podstawowy układ konstrukcyjny w siatce 8,1 x 8,1 m (a) oraz możliwości rozbudowy (b, c). Wymiary w mm.



Rysunek 74 - Przykładowe konfiguracje biurowca w siatce 8,1 x 8,1 m.

W ramach przedstawionej siatki modularnej, sprawdzając możliwości zastosowania hybrydowych konstrukcji drewnianych, przeanalizowano konstrukcje stropów budynku biurowego.

Poniżej wymieniono zbieżne z kontekstową funkcjonalnością obiektu wymagania, postawione przedmiotowi niniejszej analizy.

1. Warstwy nadbudowy konstrukcji stropu a wymagania konstrukcyjne i pozakonstrukcyjne

- Konstrukcyjne oraz pozakonstrukcyjne warstwy stropów muszą spełniać wymagania stawiane tego typu obiektom nie tylko pod względem nośności czy odporności ogniowej, ale także z uwzględnieniem wysokich wymagań użytkowości (dla ugięć i drgań) oraz kryteriów akustycznych (izolacyjności przegród stropowych na dźwięki powietrzne i uderzeniowe, z pominięciem analizy mostków wynikających np. z ukształtowania połączeń i zabezpieczenia przebieg).
- W celu zwiększenia zakresu otrzymanych wyników, mimo zróżnicowanych zdań w normach i literaturze, dopuszczono (czasem apriorycznie odrzucane

[Hamm, 2012]) wykorzystanie nadbudowy stropu belkowego bez użycia mokrego jastrychu, pod warunkiem zastosowania podsypki o wysokiej gęstości.

2. Układy konstrukcyjne

- Założono możliwość sprawdzenia wariantów płytowych (z drewna klejonego krzyżowo) i belkowych w zróżnicowanych układach belkowych i belkowo-płytowych. Wariant konstrukcji słupowo-płytowej (jak zastosowano w przypadku domów studenckich Brock Commons z 2018 roku w Vancouver w Kanadzie) odrzucono na podstawie poprzednich doświadczeń autora, jako nie spełniający wymagań nośności i użyteczności dla przedmiotowej rozpiętości, wynikającej z siatki modularnej, nawet przez najgrubsze produkowane płyty z DKK (36-40 cm).
- Nie analizowano możliwości ukształtowania przekrojów złożonych, jak belek o przekroju złożonym zgodnie z punktem B.1.1 normy [PN-EN 1995-1-1] czy przekrojów złożonych quasi-teowych w ze środkiem w postaci belki drewnianej i półką z DKK, jako rozwiązań trudnych do zastosowania dla przedmiotowego celu (zachowanie niskiej wysokości konstrukcyjnej stropu, możliwość łatwej prefabrykacji).
- W przypadku belek stropowych analizowano wyłącznie rozstawy wynikające z właściwości płyt poszycia (nośność, wymiary typowego arkusza), a więc dla typowej płyty o długości 2 500 mm jest to $2\,500 / 4 = 625\text{ mm}$, $2\,500 / 5 = 500\text{ mm}$ oraz $2\,500 / 6 = 417\text{ mm}$.
- Jako nieistotny dla przedmiotowej analizy pominięto wpływ potencjalnych obciążeń poziomych.

3. Odporność ogniowa

- Założono konieczność spełnienia wymagań odporności ogniowej właściwych budynkowi klasy „B” zgodnie z *Rozporządzeniem w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowaniu* - REI 60, co odpowiada klasie zagrożenia ludzi ZL III (budynki użyteczności publicznej, w tym biurowe) określonego jako średniowysoki (SW) lub wysoki (W), a więc mającemu wysokość od 12 do 55 metrów nad

poziomem terenu lub o liczbie kondygnacji nadziemnych w zakresie od 4 do 18 włącznie³⁸.

- Nie rozważano możliwości zastosowania stropu jako przegrody wydzielenia przeciwpożarowego zgodnie z powyższym aktem prawnym, jednak w świetle Rozporządzenia z 9 maja 2024 r. zmieniającego powyższe, po wprowadzeniu niewielkich modyfikacji (jak całkowite wypełnienie izolacją przestrzeni międzybelkowych belkowego panelu stropowego) analizowane stropy mogłyby taką rolę pełnić w przypadkach właściwych ze względu na dopuszczalną wysokość i klasę zagrożenia ludzi.

4. Miejscowe ograniczenie sprawdzenia

- Ograniczono sprawdzenie do jednego pola siatki modularnej 8,1 x 8,1 m. Choć sprawdzenie pola podwojonego 8,1 x 16,2 mogłoby przynieść bardziej korzystne wyniki (redukcja ugięcia przy analizie belkowych elementów dwuprzęsłowych), to zostało odrzucone, jako niemożliwe do skonstruowania przy stosowaniu standardowych elementów konstrukcyjnych (ograniczonych nie tylko standardami technologicznymi, ale przede wszystkim ze względów transportowych, do wymiarów 2,4 x 13,5 m).

5. Rozgraniczenie drewna masywnego i lekkiego szkieletu drewnianego, ograniczenia technologiczne

- W związku z celową analizą potencjalnych elementów konstrukcyjnych i konstrukcji hybrydowych drewnianych posłużono się pojęciami i granicami zbiorów przedstawionych we wcześniejszym rozdziale („Uszczegółowienie zakresu pracy - oryginalne klasyfikacje”) niniejszej pracy. Jako szczególnie znaczący, wprowadzający rozgraniczenie między drewnem masywnym a lekkim szkieletem drewnianym, należy wyróżnić niniejszy fragment: *„drewno masywne, będzie odnosić się do produktów z poddanego obróbce inżynierskiej (np. klejonego, wewnętrznie łączonego mechanicznie) drewna litego, forniru i wiórów drzewnych (...), a także zaliczają się do zbioru elementów wielkowymiarowych, a więc umożliwiających otrzymanie takich przekrojów poprzecznych, których nie*

³⁸ W przypadku budynków biurowych, gdzie wysokość całkowita kondygnacji wynosi zazwyczaj ok. 3,3 m odpowiada to w zasadzie obiektom o liczbie kondygnacji od 4 do 16.

udałoby się uzyskać z kłody bez poddania obróbce inżynierskiej – większych niż 280 mm”.

- Ponadto wprowadzono dodatkowe ograniczenie wielkości przekrojowych analizowanych elementów, wynikające z obowiązujących standardów produkcyjnych, a w efekcie dostępności rynkowej:
 - dla drewna klejonego warstwowo maksymalna szerokość przekroju to 30 cm, jednak jako preferowaną określa się 24 cm dla belek o znacznie większej dostępności,
 - dla drewna klejonego warstwowo przekroje stopniuje się co 2 cm – dla szerokości i co 4 cm - dla wysokości,
 - dla drewna klejonego krzyżowo maksymalna grubość płyty to 32 cm przy zastosowaniu ośmiu warstw,
 - dla drewna litego i konstrukcyjnego drewna na złącza klinowe stopniuje się szerokość i wysokość co 2 cm.

6.3.2 Dobór wariantów budowy stropów

Mając na uwadze powyższe założenia, a także konieczność stworzenia zasobu materiałów porównawczych między stropami homogenicznymi z drewna masywnego a stropami hybrydowymi drewnianymi, dobrano cztery warianty analizowanych konstrukcji:

- A) strop belkowy z podłogą z suchego jastrychu,
- B) strop belkowy z podłogą z mokrego jastrychu,
- C) strop płytowo-belkowy z podłogą z suchego jastrychu,
- D) strop płytowo-belkowy z podłogą z mokrego jastrychu.

Dla wskazanych wariantów dokonano doboru niekonstrukcyjnych warstw nadbudowy konstrukcji stropu. Głównym kryterium doboru była izolacyjność akustyczna, lecz, w związku z tym, że układ warstw ma bezpośrednie przełożenie na wymiarowanie konstrukcji stropu (np. ciężar, wpływ sztywności warstw stropowych, wysokość niekonstrukcyjna), podjęto starania w celu dokonania takiej selekcji, by warunki brzegowe do analizy były możliwie zbliżone pomiędzy wariantami wspólnymi suchego jastrychu i mokrego jastrychu. Ponadto pominięto warstwy wykończeniowe (np. wykładzina PCV) lub dodatkową nadbudowę funkcjonalną (np. podłoga podniesiona) stropów, nieistotną dla przedmiotowej analizy (o wpływie niepogarszającym analizowanych cech).

Wymagania akustyczne postawiono na podstawie obowiązującej normy [PN-B-02151-3], odpowiednie dla budynków biurowych:

- izolacyjność od dźwięków powietrznych dla stropów między pomieszczeniami biurowymi jako $R'_{A,1} \geq 50$ dB,

- dopuszczalny poziom dźwięków uderzeniowych przenikających między pomieszczeniami biurowymi, salami konferencyjnymi, salami spotkań jako $L'_{n,w} \leq 60$ dB.

Wyboru dokonano, opierając się na uproszczonych zasadach dostępnych w literaturze [Blödt, 2019]:

- dla izolacyjności od dźwięków powietrznych spełnienie warunku:

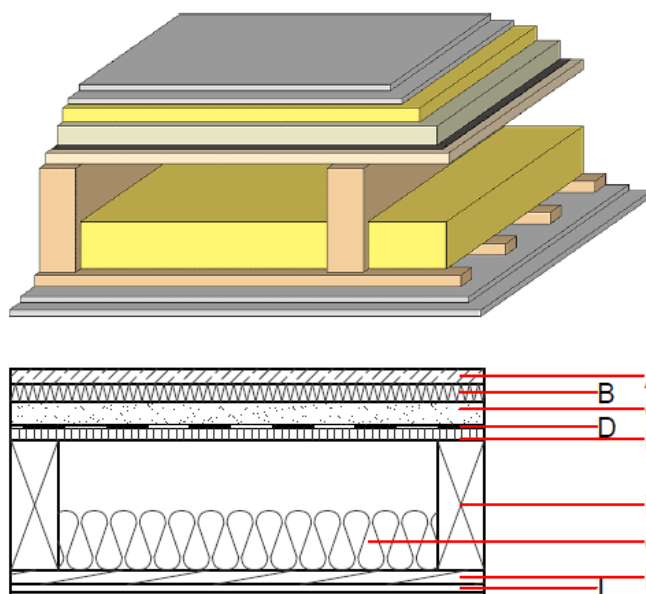
$$R'_{\text{stropu}} \geq R'_{A,1} + 7 \text{ dB} = 57 \text{ dB},$$

- dla dopuszczalnego poziomu dźwięków uderzeniowych spełnienie warunku z uwzględnieniem widmowego wskaźnika adaptacyjnego dla określonych częstotliwości $C_{1,50-2500}$, zależnego od składowych nadbudowy stropu:

$$L'_{\text{stropu}} + C_{1,50-2500} \leq L'_{n,w} = 60 \text{ dB}.$$

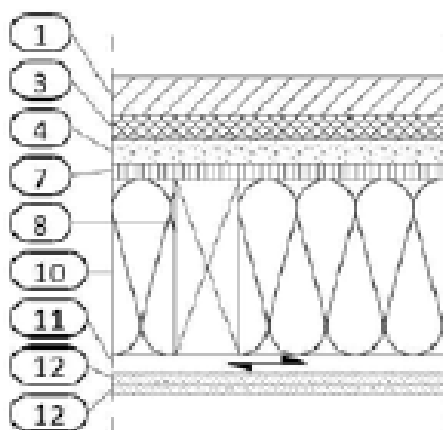
Na podstawie źródeł [Blödt, 2019; Dataholz] wybrano następujące budowy stropów:

WARIANT A – STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO JASTRYCHU			
Typ: gdrtn02b-00		Źródło: [Dataholz] na podstawie Holzforschung Austria	
$R'_{\text{stropu}} = 63 \text{ dB} \geq R'_{A,1} + 7 \text{ dB} = 57 \text{ dB}$		$L'_{\text{stropu}} + C_{1,50-2500} = 58 + 0 = 58 \text{ dB} \leq L'_{n,w} = 60 \text{ dB}$	
Symbol	Warstwa (od góry)	Wysokość [mm]	Ciężar [kN/m²]
A	suchy jastrych, np. 2 x płyta gipsowo kartonowa 12,5 mm	25	0,3
B	wełna mineralna akustyczna	30	0,02
C	Podsypka o wysokiej gęstości	40	0,68
D	Warstwa uszczelniająca	0	0
E	Płyta OSB	22	0,15
F	Belka stropowa (min. 80 x 220 mm) nie rzadziej niż co 625 mm	-	-
G	Wełna mineralna pomiędzy belkami stropowymi	100	0,03
H	Łaty drewniane 24 x 100 mm co 400 mm	24	0,03
I	2 x płyta gipsowo-kartonowa 12,5 mm	25	0,22
RAZEM:			1,43



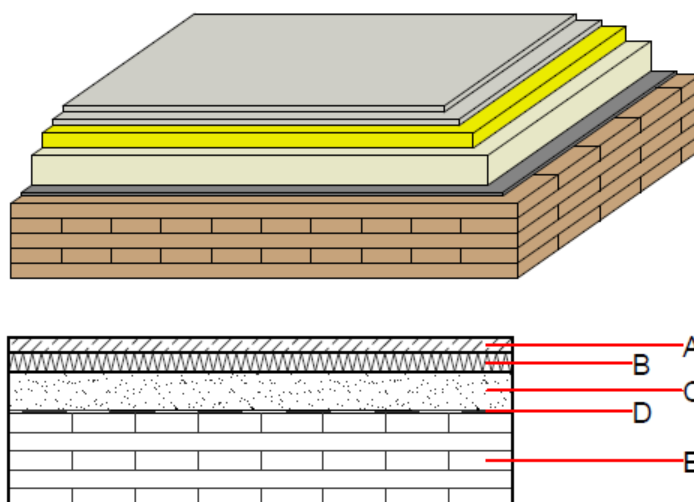
Rysunek 75 - Budowa stropu w wariantcie A [Dataholz].

WARIANT B – STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU			
		Źródło: Blödt, 2019	
$R'_{\text{stropu}} = 76 \text{ dB} \geq R'_{A,1} + 7 \text{ dB} = 57 \text{ dB}$		$L'_{\text{stropu}} + C_{1,50-2500} = 43 + 1 = 44 \text{ dB} \leq L'_{n,w} = 60 \text{ dB}$	
Symbol	Warstwa (od góry)	Wysokość [mm]	Ciężar [kN/m ²]
1	Wylewka betonowa	60	1,2
3	Wełna mineralna akustyczna	20	0,01
4	Płyta z wełny drzewnej	60	0,1
7	Płyta OSB	22	0,15
8	Belka stropowa (wysokość min. - 220 mm)	-	-
10	Wełna mineralna pomiędzy belkami stropowymi	200	0,1
11	Łaty drewniane 24 x 100 mm co 400 mm	24	0,03
12	2 x płyta gipsowo-kartonowa 12,5 mm	25	0,22
RAZEM:			1,81



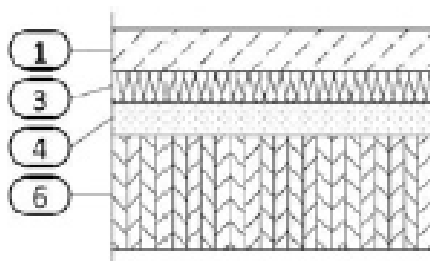
Rysunek 76 - Budowa stropu w wariacie B [Blödt, 2019].

WARIANT C – STROP PŁYTOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO JASTRYCHU			
Typ: gdmtn01-00		Źródło: [Dataholz] na podstawie Holzforschung Austria	
$R'_{\text{stropu}} = 62 \text{ dB} \geq R'_{A,1} + 7 \text{ dB} = 57 \text{ dB}$		$L'_{\text{stropu}} + C_{1,50-2500} = 50 + 1 = 51 \text{ dB} \leq L'_{n,w} = 60 \text{ dB}$	
Symbol	Warstwa (od góry)	Wysokość [mm]	Ciężar [kN/m ²]
A	Suchy jastrych, np. 2 x płyta gipsowo kartonowa 12,5 mm	25	0,3
B	Wełna mineralna akustyczna	30	0,02
C	Związana podsypka o wysokiej gęstości	70	0,9
D	Warstwa uszczelniająca	0	0
E	Płyta z DKK o grubości min. 140 mm	-	-
RAZEM:			1,22



Rysunek 77- Budowa stropu w wariacie C [Dataholz].

WARIANT D – STROP PŁYTOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU			
		Źródło: Blödt, 2019	
$R'_{\text{stropu}} = 68 \text{ dB} \geq R'_{A,1} + 7 \text{ dB} = 57 \text{ dB}$		$L'_{\text{stropu}} + C_{1,50-2500} = 46 + 5 = 51 \text{ dB} \leq L'_{n,w} = 60 \text{ dB}$	
Symbol	Warstwa (od góry)	Wysokość [mm]	Ciężar [kN/m ²]
1	Wylewka betonowa	60	1,2
3	Wełna mineralna akustyczna	40	0,03
4	Luźna podsypka o wysokiej gęstości	40	0,6
6	Płyta z DKK o grubości min. 140 mm	-	-
RAZEM:			1,83

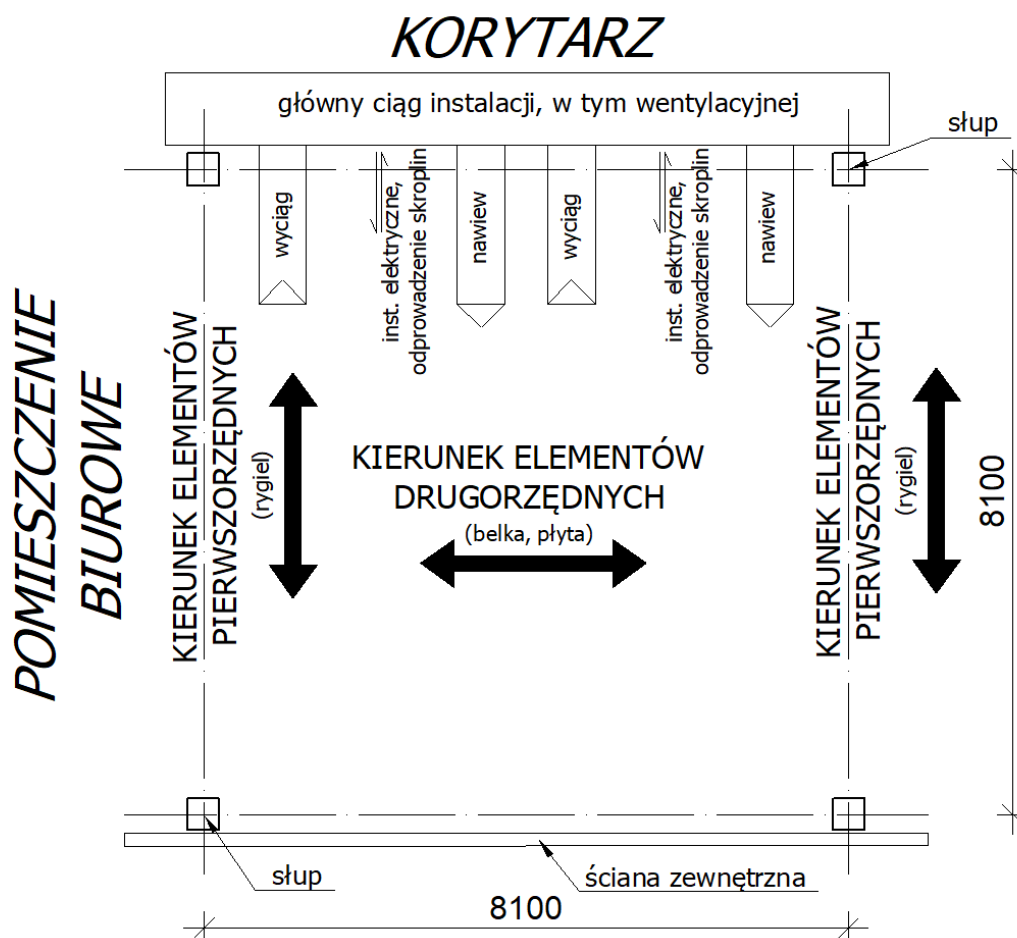


Rysunek 78 - Budowa stropu w wariantcie D[Blödt, 2019].

6.3.3 Metodyka analizy

Wyżej wymienione warianty warstw niekonstrukcyjnych nadbudowy stropów posłużyły do analizy układów konstrukcyjnych w wybranej siatce modularnej 8,1 x 8,1 m. Składają się one z elementów drugorzędnych (belek stropowych - elementów konstrukcyjnych stanowiących składową warstw części panelowej stropu, lub płyt stropowych) opartych na elementach pierwszorzędnych (ryglach stropowych), które przenoszą obciążenia pionowe bezpośrednio na słupy umiejscowione w narożach siatki.

Założono, że analizowany strop znajduje się w polu ograniczonym z jednej strony ścianą zewnętrzną, a z drugiej przestrzenią korytarza. Lokalizacja ciągu komunikacyjnego jest w tym wypadku szczególnie ważna ze względu na częste prowadzenie w niej głównych ciągów liniowych elementów instalacji (zwłaszcza wentylacyjnej), które następnie rozprowadzane są do pomieszczeń biurowych, co może stać się przyczyną kolizji z elementami konstrukcyjnymi. To także determinuje domyślny kierunek układu elementów konstrukcyjnych (drugorzędne równoległe do korytarza, podczas gdy pierwszorzędne, jako główne źródło kolizji, prostopadłe) – obrazuje to Rysunek 79.



Rysunek 79 - Schemat analizowanego pola.

Ukształtowane w ten sposób układy poddano analizie zgodnie z poniższą metodyką.

1. Zebranie wartości charakterystycznych obciążeń:

- a. stałych – na podstawie wyżej wskazanych warstw stropów, umożliwiających identyfikację obciążeń stałych, zwiększonych o składową odpowiadającą za warstwy wykończeniowe ($0,05 \text{ kN/m}^2$) oraz technologiczną od urządzeń i instalacji podwieszanych ($0,5 \text{ kN/m}^2$),
- b. zmiennych – użytkowych zgodnie z [PN-EN 1991-1-1], jako równomiernie rozłożone do wyznaczania efektów ogólnych, zgodnie z kategorią użytkowania B, właściwą dla powierzchni biurowych (3 kN/m^2) z dodatkowym uwzględnieniem równoważnego obciążenia powierzchniowego od ścian wewnętrznych ($0,8 \text{ kN/m}^2$), których lokalizacja nie została określona, jednak daje potencjalnemu inwestorowi lub użytkownikowi dowolność w kształtowaniu przestrzeni.

2. **Znalezienie najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń** zgodnie z [PN-EN 1990] (wzory 6.10a i 6.10b) **i przeprowadzenie obliczeń statycznych**, w celu uzyskania obliczeniowych wartości sił wewnętrznych wraz z powiązaniem ich z właściwymi współczynnikami długotrwałości obciążeń k_{mod} [PN-EN 1995-1-1], które posłużyły w dalszej części do redukcji wartości obliczeniowych wytrzymałości materiałów.
3. **Przeprowadzenie iteracyjnych obliczeń wymiarujących** dla kolejnych rozmiarów przekrojowych elementów w celu uzyskania możliwie najkorzystniejszych dla przedmiotowego celu układów. Obliczenia przeprowadzano za pomocą autorskiego arkusza w programie Microsoft Excel dla elementów belkowych oraz programu [Calculatis] dla płyt z DKK, analizowanych metodą belkową.
4. **Wymiarowanie wykonano zgodnie z Metodą Stanów Granicznych**, w tym:
 - Stany Graniczne Nośności (SGN): jednokierunkowe zginanie i ścinanie zgodnie z [PN EN 1995-1-1],
 - Stany Graniczne Użytkowości (SGU): ugięcia z zastosowaniem restrykcyjnego warunku granicznego maksymalnego ugięcia finalnego równego $L/300$ [PN-EN 1995-1-1] oraz uwzględnieniem składowej deformacji pionowej od ścinania zgodnie z polskim Załącznikiem Krajowym³⁹, a także drgań, które (w związku z ograniczoną zawartością wspomnianej normy w tym zakresie przy bardzo dużym znaczeniu dla wymiarowania konstrukcji stropów) sprawdzono zgodnie z powszechnie używanym w Europie austriackim załącznikiem krajowym [ONORM B 1995-1-1], stawiając najwyższe wymagania – dla klasy 1 (kryterium częstotliwości z $f_{lim} \geq 8$ Hz oraz kryterium sztywności z ugięciem od obciążenia jednostkowego $w_{1kN} \leq 0,25$ mm).

Pominięto sprawdzenia zwichrzenia belek, które w łatwy sposób można zabezpieczyć, tworząc tarczę z płyty poszycia (np. OSB) z układem niewielkich elementów drewnianych, z którymi byłaby połączona na krawędziach prostopadłych do belek panelu.

W przypadku belek stropowych uwzględniono budowę paneli stropowych umożliwiających redystrybucję obciążeń poprzez połączenie poszyciem w postaci współczynnika k_{sys} zgodnie z p. 6.6(4) [PN-EN 1995-1-1].

³⁹ Jest on najbardziej konserwatywny spośród znanych autorowi. Inne sposoby uwzględnienia można znaleźć w [Neuhaus, 2008, Mårtensson, 2016].

5. **Przeprowadzenie sprawdzenia odporności ogniowej w sytuacji wyjątkowej pożaru** z pomocą narzędzi jak w p. 3, z uwzględnieniem zasad opisanych w [PN EN 1995-1-2] dla Metody Zredukowanego Przekroju oraz [Wallner-Novak, 2014]. W przypadku belkowych paneli stropowych poszytych płytami zapewniającymi bierne zabezpieczenie przed oddziaływaniem ognia, posłużono się właściwymi zapisami z aprobat danych rozwiązań, określającymi ich odporność ogniową.

Należy podkreślić, że w niniejszej analizie pominięto projektowanie, a także uwzględnienie wpływu (np. podatności) połączeń – zgodnie z doświadczeniem autora byłyby one możliwe do skonstruowania ze spełnieniem wszelkich powyższych wymagań, jednak nie miałyby istotnego wpływu na końcowe wyniki i wnioski.

6.3.4 Kryteria oceny

Wyżej przeprowadzona analiza umożliwiła skonstruowanie czterech wariantów układów konstrukcyjnych stropów. Układy optymalizowano iteracyjnie, mając na uwadze uzyskanie jak najlepszych wyników zgodnie z przedstawionymi poniżej kryteriami oceny.

1. Zwiększenie rozpiętości

Jak stwierdzono w poprzednich rozdziałach, rozpiętości homogenicznych stropów drewnianych mają ograniczone wartości – w analizowanych przypadkach było to średnio 5,1 i maksimum 7,5 m dla konstrukcji z drewna masywnego i średnio 3,67 i 5,75 m oraz maksimum 5,2 i 6,5 m dla konstrukcji z lekkiego szkieletu, odpowiednio: z belkami o przekrojach prostokątnych i o przekrojach dwuteowych. W niniejszej analizie dokonano sprawdzenia dla rozpiętości przekraczającej powyższe – 8,1 m.

Kryterium oceny:	Możliwość skonstruowania stropu o rozpiętości 8,1 m
Możliwe oceny:	1. Spełniono – istnieje możliwość. 2. Nie spełniono – nie istnieje możliwość.

2. Zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej panelowej części konstrukcji stropu

Wcześniejsza analiza stanu obecnego wykazała, że części panelowe (z wyłączeniem lokalnych obniżień – rygli czy podciągów) mają zazwyczaj wysokości do 17 cm (dla drewna masywnego) i 44 cm (dla lekkiego szkieletu) w przypadku rozpiętości zdecydowanie mniejszych niż przedmiotowa. Jednocześnie należy zwrócić uwagę, że typową grubością płyty żelbetowej, będącej odpowiednikiem analizowanych

elementów konstrukcyjnych w przypadku konstrukcji tradycyjnej o siatce modularnej 8,1 x 8,1 m wynosi zazwyczaj nie więcej niż 24 cm, z dodatkowym lokalnym pogrubieniem strefy podparcia o 20-25 cm w przypadku ustrojów słupowo-płytowych. Choć taka wartość wydaje się być niezwykle trudną do osiągnięcia, to jednak skonstruowanie panelu stropowego wyższego o nie więcej niż 16 cm można uznać za rozwiązanie satysfakcjonujące – w przypadku budynku biurowego czterokondygnacyjnego oznaczałoby to zwiększenie wysokości całkowitej obiektu o 64 cm, natomiast dla dziesięciokondygnacyjnego o 160 cm. Mogłaby to być wada akceptowalna, o ile strop charakteryzowałby się innymi zaletami w stosunku do rozwiązania żelbetowego monolitycznego (np. szybkość montażu, niska pracochłonność, wysoka estetyka powierzchni spodniej, niewielkie koszty środowiskowe).

W niniejszej analizie dokonano sprawdzenia możliwości skonstruowania stropów o niskiej wysokości konstrukcyjnej płyty stropowej.

Kryterium oceny:	Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – nie większa niż 24 cm. 2. Dostateczna – nie większa niż 40 cm. 3. Niedostateczna – większa niż 40 cm.

3. Wysokość konstrukcyjna stropu jako całości (z uwzględnieniem rygli/podciągów)

W przypadku stropowych układów belkowo-płytowych lub belkowo-panelowych charakterystyczne są lokalne obniżenia wynikające z umiejscowienia pod płytą/panelem liniowego elementu konstrukcyjnego, przenoszącego obciążenia z płyt/paneli na słupy. Utworzone w ten sposób lokalne obniżenie może być akceptowalne przy niskiej częstotliwości występowania (w rozpatrywanych wcześniej przypadkach było to nie mniej niż 2,7-3 m), a także, jeżeli wysokość obniżenia nie byłaby zbyt duża (przy wysokości użytkowej kondygnacji wynoszącej ok. 3 m nie przekraczałaby 30 cm), a także nie powodowałaby kolizji z liniowymi elementami instalacji.

Istotna jest w takim wypadku także suma obu składowych – wysokości części panelowej i rygla, z uwzględnieniem przesunięcia między nimi (korzystniejszego, jeśli panel mocowany jest doczołowo do rygla położonego w tym samym poziomie lub mniej korzystnego, gdy panel leży na ryglu). Sprawdzane we wcześniej części

pracy przykłady, właściwe dla mniejszych rozpiętości niż przedmiotowa, pokazywały sumaryczną wysokość o wartościach np. 40, 55, 56, 62-70, 81, a nawet, w ekstremalnym przypadku, budynku Mjøstårnet z Brummundal w Norwegii, 94,5-108 cm.

W budynkach żelbetowych o konstrukcji słupowo-płytowej istnieje konieczność wydzielenia pod płytą przestrzeni odseparowanej sufitem podwieszanym od części bezpośrednio użytkowej kondygnacji – z przeznaczeniem na prowadzenie instalacji. Wysokość tej przestrzeni to często ok. 34 cm, co – wraz z wcześniej określoną grubością 24 cm płyty żelbetowej monolitycznej dla analogicznego przypadku – daje sumarycznie 58 cm, w którym mogłyby znaleźć się elementy konstrukcyjne. Dlatego, zgodnie z powyższymi, wydaje się, że racjonalna granicą, która stanowiłaby w pełni satysfakcjonujący wynik dla rozpatrywanego układu, byłoby 58 cm. Jako wartość akceptowalną przy uwzględnieniu innych zalet w stosunku do rozwiązania żelbetowego monolitycznego wyznacza się 74 cm.

W niniejszej analizie dokonano sprawdzenia wysokości całkowitej konstrukcji stropów, wliczając w to zarówno część panelową, jak i lokalne obniżenie w postaci rygla drewnianego, dopuszczając lokalne obniżenie.

Kryterium oceny:	Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – nie większa niż 58 cm. 2. Dostateczna – nie większa niż 74 cm. 3. Niedostateczna – większa niż 74 cm.

4. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji

Jak odnotowano powyżej, niezwykle istotnym wyzwaniem w projektowaniu konstrukcji stropów jest poszukiwanie rozwiązań ograniczających ryzyko kolizji liniowych elementów konstrukcyjnych z liniowymi elementami instalacji (zwłaszcza wentylacji mechanicznej). W przypadku konstrukcji panelowych istnieje możliwość ich prowadzenia w samej wysokości konstrukcyjnej, równoległe do elementów belkowych, lub – miejscowo – prostopadle do nich, projektując przebiecia, uwzględniane także obliczeniowo jako osłabienia przekroju. W przestrzeni ograniczonej siatką 8,1 x 8,1 m i o wysokości ok. 3 m, zgodnie z doświadczeniem autora, powinny znajdować się dwa kanały wentylacyjne nawiewne i dwa wyciągowe, wymagające otworów o średnicy ok. 20-24 cm. Zgodnie z niemieckim Załącznikiem Krajowym do normy [DIN-EN 1995-1-1]

największe dopuszczalne wysokości otworów w belkach drewnianych mogą stanowić nie więcej niż 40% wysokości belki. Oznaczałoby to konieczność skonstruowania belek o wysokości 50-60 cm, co – zgodnie z powyższym punktem z kryterium nr 2 stanowiłoby rozwiązanie ocenione niedostatecznie. Dlatego, w przypadku braku możliwości takiego prowadzenia instalacji, w przedmiotowej analizie zdecydowano o prowadzeniu ich w przestrzeni podpanelowej (Rysunek 79). Umożliwienie takiego rozwiązania (a więc brak kolizji) stanowi cel niniejszego kryterium oceny.

Kryterium oceny:	Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji
Możliwe oceny:	1. Brak. 2. Istnieje.

5. Potencjał prefabrykacji

Znaczącą zaletą konstrukcji drewnianych jest skrócenie czasu i kosztów montażu, a także innych prac wykonywanych na placu budowy. Jest to związane przede wszystkim z tzw. potencjałem prefabrykacji – możliwością wykonania wielu prac już w zakładzie produkcyjnym (od osadzenia łączników po wykonanie zaawansowanych prefabrykatów – wzajemnie połączonych składowych elementów belkowych, z zamocowanymi poszyciami, a nawet wykończeniem).

Należy jednak zwrócić uwagę, że sam proces prefabrykacji może być też wewnątrznie zróżnicowany. Na rynku istnieje szereg rozwiązań korzystających z możliwości wyspecjalizowanych linii (np. niemieckiej firmy Weinmann), pozwalających na wykonanie wielu prac w sposób częściowo lub w pełni zautomatyzowany (np. podawanie elementów belkowych, mocowanie płyt poszycia, nadmuch izolacji). Znacząco przyspiesza to prace produkcyjne, jednak ze względu na zapotrzebowanie rynkowe, standardowo dostępne rozwiązania (bardziej zaawansowane niż maszyny do obróbki numerycznej drewna) są typowe raczej dla konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego (ograniczona wielkość przekrojów elementów, ciężar prefabrykatu itp.).

Dlatego, na podstawie wiedzy autora, w niniejszej analizie zastosowano także kryterium oceny oparte na potencjale prefabrykacji za pomocą szeroko dostępnych rozwiązań.

Kryterium oceny:	Potencjał prefabrykacji
Możliwe oceny:	1. Wysoki – możliwość wykorzystania zautomatyzowanych linii. 2. Średni – możliwość prefabrykacji z zastosowaniem manualnej pracy brygad produkcyjnych. 3. Niski – prefabrykacja ograniczona wyłącznie do numerycznej obróbki elementów składowych i osadzenia pojedynczych łączników. 4. Brak – nie ma możliwości prefabrykacji.

6. Szybkość montażu i tzw. prace mokre

Powyższe (potencjał prefabrykacji) wpływa w sposób znaczący na szybkość montażu. Możliwość wykonania jak największej ilości prac przed dostarczeniem elementów na plac budowy jest bez wątpienia cechą świadczącą o ocenie danego rozwiązania jako bardziej korzystnego. Wpływa na to także konieczność (lub jej brak) wykonywania tzw. prac mokrych (np. wylewania betonu).

Jest to także istotny aspekt w przypadku stropowych elementów konstrukcyjnych, co staje się przedmiotem niniejszej oceny. Niniejsze kryterium stopniuje się w sposób następujący, zaczynając od najkorzystniejszego:

- a. wszystkie elementy stropowe jako prefabrykowane panele wraz z ryglami, brak konieczności wykończenia spodniej strony na placu budowy,
- b. wszystkie elementy stropowe jako prefabrykowane panele wraz z ryglami, konieczność wykończenia spodniej strony na placu budowy,
- c. elementy stropowe w postaci prefabrykowanych paneli z ryglami dostarczanych oddzielnie, brak konieczności wykończenia spodniej strony na placu budowy,
- d. elementy stropowe w postaci prefabrykowanych paneli z ryglami dostarczanych oddzielnie, konieczność wykończenia spodniej strony na placu budowy,
- e. elementy konstrukcyjne dostarczane jako niezależne składowe, montowane dopiero na placu budowy.

Należy zwrócić uwagę, że nawet najniższy stopień prefabrykacji jest z punktu widzenia inwestora rozwiązaniem korzystniejszym niż wykonywanie monolitycznego stropu żelbetowego pod względem czasu, kosztów i czystości budowy, choć może nie być właściwszy pod względem ekonomicznym.

Kryterium oceny:	Szybkość montażu
Możliwe oceny:	1. Najwyższa – zgodnie z punktem a. 2. Bardzo wysoka – zgodnie z punktem b i c. 3. Wysoka – zgodnie z punktem d. 4. Niska – zgodnie z punktem e.

Kryterium oceny:	Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych
Możliwe oceny:	1. Nie 2. Tak

7. Ciężar

Inną, wcześniej odnotowywaną, istotną zaletą stosowania konstrukcji drewnianych jest ich względnie niski ciężar (wpływ na podkonstrukcję, fundamenty, a także rodzaju sprzętu do montażu, np. dźwigów). By dokonać miarodajnego porównania, sumuje się ciężary całości układów, zawierających zarówno konstrukcyjne elementy belkowe czy płytowe, jak i materiałów wymaganych ze względu na konieczność uzyskania pożądanej funkcjonalności czy odporności ogniowej (np. wełna mineralna, płyty gipsowo-kartonowe, podsypka) oraz poziome elementy belkowe nie będące składowymi paneli (rygle stropowe). Tak uzyskany ciężar sumaryczny z pola 8,1 x 8,1 m dzieli się przez powierzchnię pola, uzyskując uśredniony wynik na metr kwadratowy stropu.

Punktem odniesienia może być tu przywoływany strop monolityczny żelbetowy o grubości 24 cm z zastosowaniem lokalnych pogrubień do 49 cm w postaci kwadratów o boku 3 m umiejscowionych środkiem ciężkości w środku ciężkości przekroju słupa, co daje dla rozważanego pola 8,1 x 8,1 m sumaryczny ciężar ok. 45 t oraz uśredniony 686 kg/m².

Do ciężaru stropu wliczono uwzględnione w zestawieniu warstwy nadbudowy (w tym suchy lub mokry jastrych).

Kryterium oceny:	Ciężar
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – mniej niż 343 kg/m². 2. Dobra – w zakresie 343-549 kg/m². 3. Dostateczna – w zakresie 550-686 kg/m². 4. Niedostateczna – więcej niż 686 kg/m².

8. Estetyka powierzchni

Niektóre z rozwiązań właściwych dla konstrukcji z drewna masywnego, umożliwiają uzyskanie wysokiej estetyki powierzchni widocznych dla użytkownika niskim nakładem pracy – bez zastosowania żadnych warstw wykończeniowych. Jest to właściwe zarówno dla elementów płytowych (np. drewno klejone krzyżowo) jak i belkowych (np. drewno klejone warstwowo).

Możliwość uzyskania w rozwiązaniu właśnie takich powierzchni należy oceniać jako korzystne, dlatego stało się jednym z kryteriów przedmiotowej oceny.

Kryterium oceny:	Estetyka powierzchni
Możliwe oceny:	1. Wysoka – odsłonięte od spodu elementy panelowe i rygle, o wysokiej wartości estetycznej (odsłonięte drewno). 2. Średnia – odsłonięte rygle stropowe, jednak część panelowa wymaga wykończenia od spodu. 3. Niska – konieczność wykończenia całości stropu od spodu.

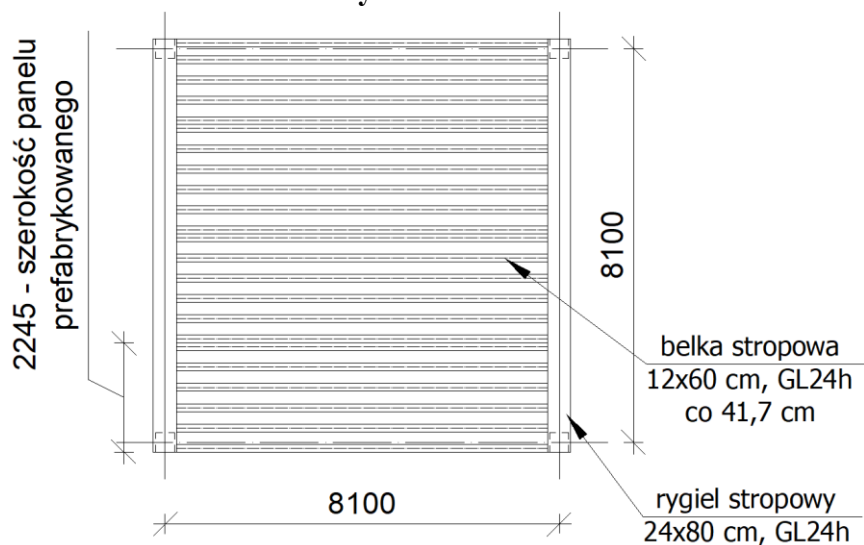
W kryteriach nie uwzględniono kosztocłonności materiałów, wykonania i montażu, a także kosztów środowiskowych przedmiotowych rozwiązań. Należy zaznaczyć, że tego typu analiza mogłoby być wartościowym rozwinięciem niniejszego opracowania.

6.3.5 Weryfikacja obliczeniowa i ocena efektywności rozwiązań

Zgodnie z powyższymi zasadami zbudowano konstrukcje stropów w czterech wariantach oraz poddano je krytycznej ocenie, co przedstawiono poniżej.

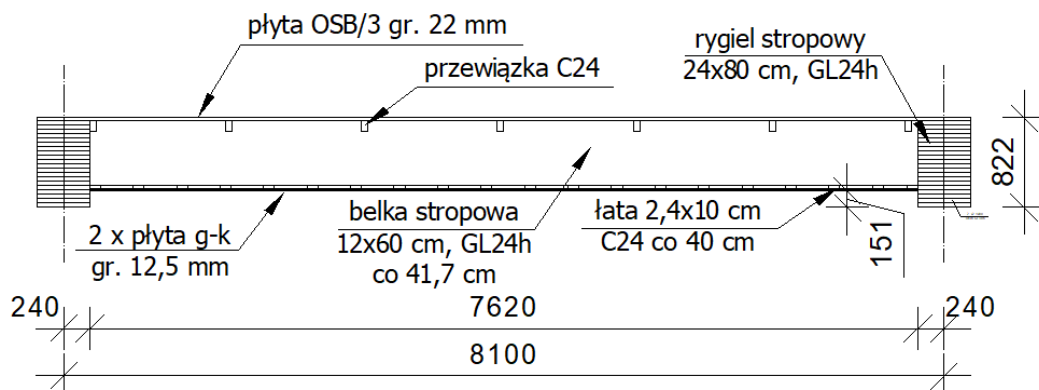
WARIANT A 8,1 x 8,1 m	STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO JASTRYCHU
Opis:	Panele w postaci belek z DKW o przekrojach 12x60 cm klasy GL24h w rozstawie 41,7 cm poszytych płytą OSB/3 gr. 22 mm, mocowane doczołowo do rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 24x80 cm klasy GL30h opartych na słupach co 810 cm.
Ciężar:	253 kg/m ²

Rysunek - rzut



Rysunek 80 - Rzut konstrukcji pola stropu 8,1 x 8,1 m w wariantcie A.

Rysunek - przekrój



Rysunek 81 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie A.

WERYFIKACJA OBLICZENIOWA

Wartości charakterystyczne obciążeń:	- stałe ⁴⁰ - 1,98 kN/m ² , - użytkowe - 3,8 kN/m ² .
Współczynnik k_{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k_{def} :	0,6
Współczynnik k_{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ :	0,01

BELKA STROPOWA

Przekrój:	12 x 60 cm
Rozpiętość obliczeniowa L:	7,62 m
Rozstaw obliczeniowy:	0,417 m
Materiał:	DKW GL24h

⁴⁰ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

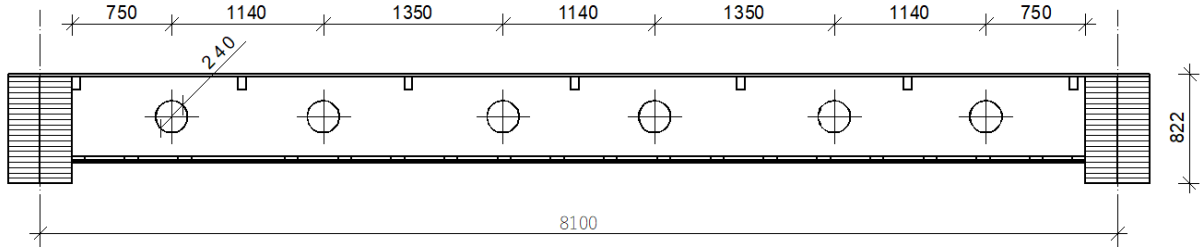
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,25	
Współczynnik k_{mod} :	0,8	
Właściwości mechaniczne materiału	charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni $[N/mm^2]$	$E_{g,0,mean} = 11\,500$	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl $[N/mm^2]$	$E_{g,0,05} = 9\,600$	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl $[N/mm^2]$	$G_{0,05} = 540$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni $[N/mm^2]$	$G_{mean} = 650$	
Wytrzymałość na zginanie $[N/mm^2]$	$f_{m,k} = 24,00$	$f_{m,d} = 16,90$
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien $[N/mm^2]$	$f_{t,0,k} = 19,20$	$f_{t,0,d} = 13,52$
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien $[N/mm^2]$	$f_{t,90,k} = 0,50$	$f_{t,90,d} = 0,35$
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien $[N/mm^2]$	$f_{c,0,k} = 24,00$	$f_{c,90,k} = 16,90$
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien $[N/mm^2]$	$f_{c,90,k} = 2,50$	$f_{c,90,d} = 1,76$
Wytrzymałość na ścinanie $[N/mm^2]$	$f_{v,k} = 3,50$	$f_{v,d} = 2,46$
Gęstość charakterystyczna $[kg/m^3]$	$\gamma_k = 385$	-
Gęstość średnia $[kg/m^3]$	$\gamma_{mean} = 420$	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 12\text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 60\text{ cm}$
	Moduł bezwładności:	$I = 216\,000\text{ cm}^4$
	Pole powierzchni:	$A = 720\text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 3,73\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,90\text{ N/mm}^2$	22% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,44\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,46\text{ N/mm}^2$	18% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 7,31\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 25,4\text{ mm}$	29% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 12,66\text{ Hz} > f_{min} = 8\text{ Hz}$	63% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,24\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	96% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru		
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Dataholz] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.		
RYGIEL STROPOWY		
Przekrój:	$2 \times 24 \times 80\text{ cm}$, obliczany jako $48 \times 80\text{ cm}^{41}$	
Rozpiętość obliczeniowa L:	8,1 m	
Rozstaw obliczeniowy:	8,1 m	

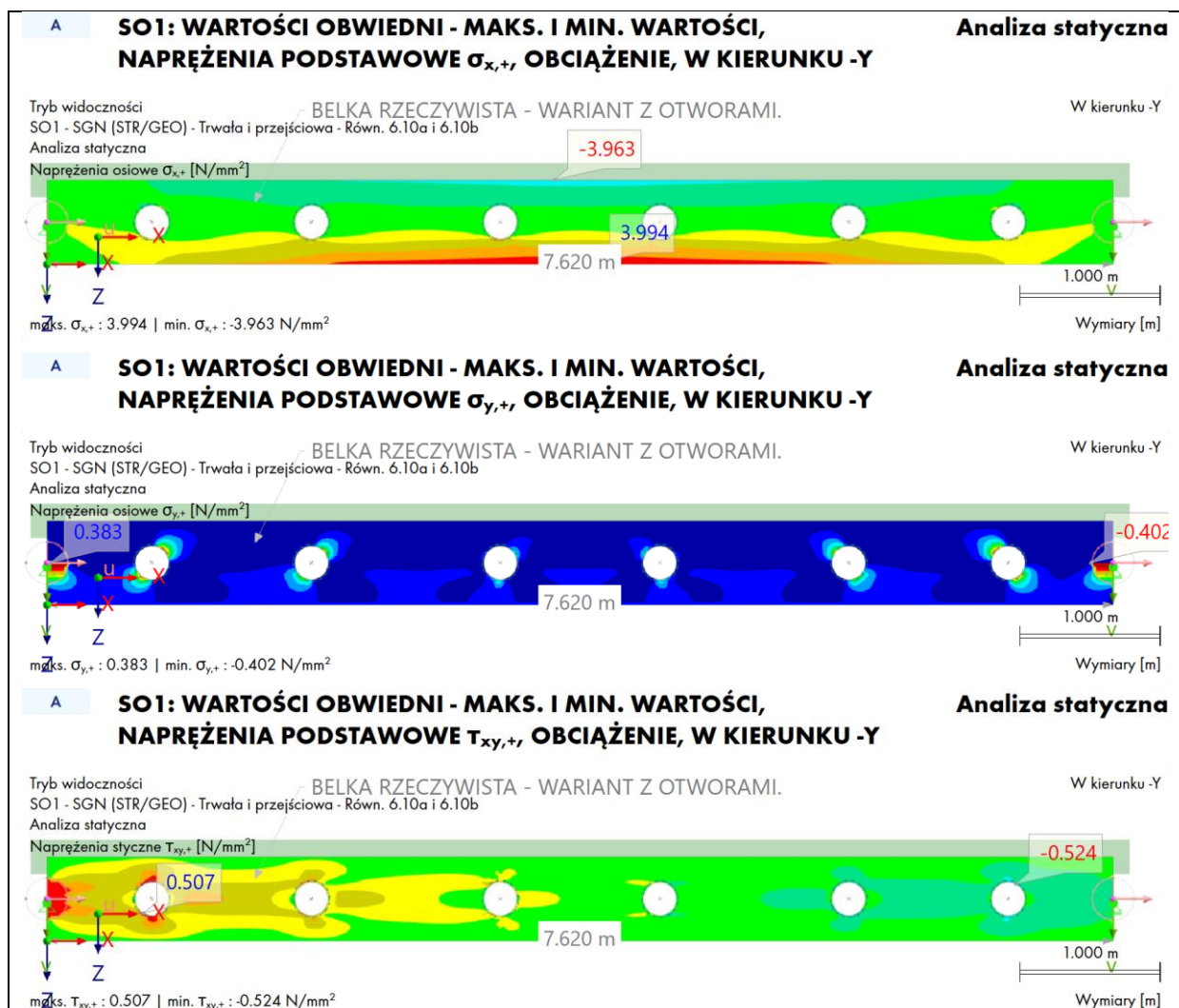
⁴¹ Rygiel analizowano jako podwojony, podpierający panele jednoprzęsłowe dwóch sąsiadujących pól 8,1 x 8,1 m.

Materiał:		DKW GL30h	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	
Współczynnik k_{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		E _{g,0,mean} = 13 600	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]		E _{g,0,05} = 11 300	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]		G _{0,05} = 540	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		G _{mean} = 650	
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		f _{m,k} = 30,00	f _{m,d} = 19,20
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{t,0,k} = 24,0	f _{t,0,d} = 15,36
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{t,90,k} = 0,50	f _{t,90,d} = 0,32
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{c,0,k} = 30,00	f _{c,90,k} = 19,20
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{c,90,k} = 2,50	f _{c,90,k} = 1,60
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		f _{v,k} = 3,50	f _{v,d} = 2,24
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		γ _k = 430	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		γ _{mean} = 380	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 48 cm	
	Wysokość:	h = 80 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 2 048 000 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 3840 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	σ _{m,d} = 11,76 N/mm ² < f _{m,d} = 19,20 N/mm ²	61% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	τ _{v,d} = 1,73 N/mm ² < f _{v,d} = 2,24 N/mm ²	77% - warunek spełniony	
SGU – ugięcie	w _{fin} = 17,74 mm < w _{fin,lim} = L/300 = 27,00 mm	66% - warunek spełniony	
SGU - drgania	f = 8,21 Hz > f _{min} = 8 Hz	97% - warunek spełniony	
	w _{1kN} = 0,04 mm < w _{1kN,lim} = 0,25 mm	16% - warunek spełniony	
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		E _{g,0,mean} = 13 600	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]		E _{g,0,05} = 11 300	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]		G _{0,05} = 540	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		G _{mean} = 650	

Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		f _{m,k} = 30,00	f _{m,fi,d} = 34,50
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{t,0,k} = 24,00	f _{t,0,fi,d} = 27,60
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{t,90,k} = 0,50	f _{t,90,fi,d} = 0,58
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{c,0,k} = 30,00	f _{c,90,fi,k} = 34,50
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{c,90,k} = 2,50	f _{c,90,fi,k} = 2,88
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		f _{v,k} = 3,50	f _{v,fi,d} = 4,03
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		γ _k = 430	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		γ _{mean} = 480	-
Właściwości przekroju ⁴² :	Szerokość:	b = 38,2 cm	
	Wysokość:	h = 75,1 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 1 348 347 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 2868 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	σ _{m,fi,d} = 7,53 N/mm ² < f _{m,fi,d} = 34,50	22% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	τ _{v,fi,d} = 0,78 N/mm ² < f _{v,fi,d} = 4,03	19% - warunek spełniony	
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU			
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,89 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$			
OCENA EFEKTYWNOŚCI			
Kryterium		Ocena	
1. Możliwość skonstruowania stropu o rozpiętości 8,1 m		Spełniono.	
2. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Niedostateczna.*	
3. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Niedostateczna.*	
4. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Brak.	
5. Potencjał prefabrykacji		Średni.	
6. Szybkość montażu		Wysoka.	
7. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych		Nie.	

⁴² Dla ułatwienia oraz wprowadzenia dodatkowej możliwości analizy panelu stropowego nie tylko mocowanego doczołowo do rygla (a więc zabezpieczającego jego powierzchnię boczną od strony wewnętrznej przedmiotowego elementu niemal na całej wysokości) dokonano sprawdzenia z bardziej konserwatywnymi założeniami - jak dla dźwigara podwójonego, opalanego z trzech stron (z powierzchnią górną zabezpieczoną). Analogiczny sposób postępowania zastosowano także w dalszej części opracowania.

8. Ciężar	Bardzo dobra.
9. Estetyka powierzchni	Średnia.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE	
1. Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW (zarówno panel jak i rygle), co oznacza, że należy go zakwalifikować jako element konstrukcyjny z drewna masywnego. 2. O wymiarach belki stropowej i rygla decyduje SGU drgań, podczas gdy pozostałe wyniki SGN i SGU są bardzo dalekie od granicznych. Jest to typowe dla stropów belkowych. * Mimo iż wysokość konstrukcyjną stropu panelowego ($671 > 600$ mm) i całości konstrukcji stropu ($822 > 740$ mm) przekraczają wartości określone w kryteriach oceny, należy odnotować, że w określonych warunkach tego typu strop mógłby być rozważany jako warty wykorzystania. Mając na uwadze niskie wyężenie, dokonano dla niego dodatkowego sprawdzenia z otworowaniami belek stropowych o średnicach $\Phi 240$ mm w rozstawach właściwych dla rozprowadzenia instalacji (Rysunek 82).  <i>Rysunek 82 - Konstrukcja stropu w wariantcie A z otworowaniami.</i> Wykonano obliczenia Metodą Elementów Skończonych w programie Dlubal RFEM 6.06 dla elementu powierzchniowego z DKW o siatce kwadratowej o boku 30 mm z uwzględnieniem ortotropii materiału. Maksymalne wartości naprężeń wyniosły: - dodatnie $\sigma_x = 3,994$ N/mm² i ujemne $\sigma_x = -3,963$ N/mm² – znacząco poniżej wytrzymałości obliczeniowych, - dodatnie $\sigma_y = 0,383$ N/mm² (powyżej wytrzymałości obliczeniowej, ale łatwe do redukcji ukształtowaniem podpory lub możliwe do wzmocnienia wkrętami gwintowanymi) i ujemne $\sigma_y = -0,402$ N/mm² (znacząco poniżej wytrzymałości obliczeniowej), - dodatnie $\tau_{xy} = 0,507$ N/mm², ujemne $\tau_{xy} = -0,524$ N/mm² – znacząco poniżej wytrzymałości obliczeniowej.	

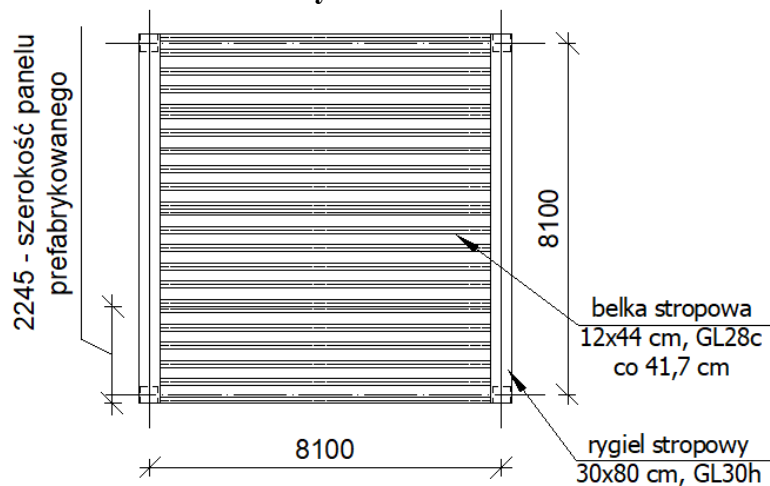


Rysunek 83 - Naprężenia otworowanej belki stropowej wariantu A.

Pozwala to na stwierdzenie, że tego typu belki stropowe mogłyby być z powodzeniem otworowane, a liniowe elementy instalacji mogłyby w nich być montowane już podczas prefabrykacji. Skróciłoby to w jeszcze większym stopniu czas trwania prac na placu budowy i mogłoby stać się argumentem przeważającym nad ograniczeniami powodowanymi przez znaczne wysokości konstrukcyjne.

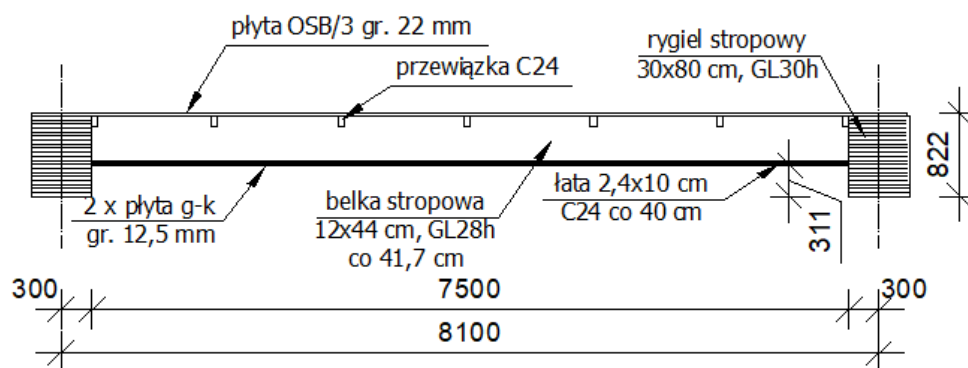
WARIANT B 8,1 x 8,1 m	STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU
Opis:	Panele w postaci belek z DKW o przekrojach 12x44 cm klasy GL28c w rozstawie 41,7 cm poszytych płytą OSB/3 gr. 22 mm, mocowane doczołowo do rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 30x80 cm klasy GL30h opartych na słupach co 810 cm.
Ciężar:	274 kg/m ²

Rysunek - rzut



Rysunek 84 - Rzut konstrukcji pola stropu 8,1 x 8,1 m w wariantcie B.

Rysunek - przekrój



Rysunek 85 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie B.

WERYFIKACJA OBLICZENIOWA

Wartości charakterystyczne obciążeń:	- stałe ⁴³ - 2,36 kN/m ² , - użytkowe – 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k_{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k_{def} :	0,6
Współczynnik k_{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ =	0,02

BELKA STROPOWA

Przekrój:	12 x 44 cm
Rozpiętość obliczeniowa L:	7,50 m
Rozstaw obliczeniowy:	0,417 m
Materiał:	DKW GL28c

Wymiarowanie – sytuacja trwała

Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,25
Współczynnik k_{mod} :	0,8

⁴³ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		E _{g,0,mean} = 12 500	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]		E _{g,0,05} = 10 400	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]		G _{0,05} = 540	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		G _{mean} = 650	
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		f _{m,k} = 28,00	f _{m,d} = 19,71
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{t,0,k} = 19,50	f _{t,0,d} = 13,73
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{t,90,k} = 0,50	f _{t,90,d} = 0,35
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{c,0,k} = 24,00	f _{c,90,k} = 16,90
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{c,90,k} = 2,50	f _{c,90,k} = 1,76
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		f _{v,k} = 3,50	f _{v,d} = 2,46
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		γ _k = 390	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		γ _{mean} = 420	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 12 cm	
	Wysokość:	h = 44 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 85 184 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 528 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	σ _{m,d} = 6,88 N/mm ² < k _h * f _{m,d} = 1,03 * 19,71 = 20,33 N/mm ²		34% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	τ _{v,d} = 0,6 N/mm ² < f _{v,d} = 2,46 N/mm ²		24% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	w _{fin} = 15,77 mm < w _{fin,lim} = L/300 = 25 mm		63% - warunek spełniony
SGU - drgania	f = 8,35 Hz > f _{min} = 8 Hz		96% - warunek spełniony
	w _{1kN} = 0,14 mm < w _{1kN,lim} = 0,25 mm		56% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru			
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Blödt, 2019] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.			
RYGIEL STROPOWY			
Przekrój:		2 x 30 x 80 cm, obliczany jako 60 x 80 cm ⁴⁴	
Rozpiętość obliczeniowa L:		8,1 m	
Rozstaw obliczeniowy:		8,1 m	
Materiał:		DKW GL30h	

⁴⁴ Rygiel analizowano jako podwojony, podpierający panele dwóch sąsiadujących pól 8,1 x 8,1 m.

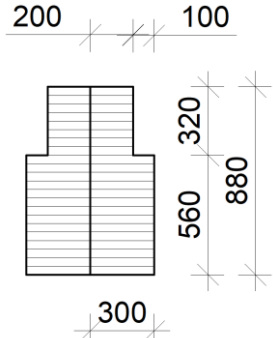
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25
Współczynnik k_{mod} :		0,8
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy wariantu A
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 60cm
	Wysokość:	h = 80 cm
	Moduł bezwładności:	I = 2 560 000 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 4 800 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 9,71 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 19,20 \text{ N/mm}^2$	51% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,43 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$	64% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 14,81 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 27,00 \text{ mm}$	55% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 8,86 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$	90% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,03 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$	12% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0
Współczynnik k_{mod} :		1,0
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy wariantu A
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 50,2 cm
	Wysokość:	h = 75,1 cm
	Moduł bezwładności:	I = 1 771 912 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 3770 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 6,07 \text{ N/mm}^2 < f_{m,fi,d} = 34,50$	18% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,66 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03$	16% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU		
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,08 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$		

OCENA EFEKTYWNOŚCI	
Kryterium	Ocena
1. Możliwość skonstruowania stropu o rozpiętości 8,1 m	Spełniono.
2. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego	Niedostateczna.
3. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu	Niedostateczna.
4. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji	Brak.
5. Potencjał prefabrykacji	Średni.
6. Szybkość montażu	Wysoka.
7. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych	Tak.
8. Ciężar	Bardzo dobra.
9. Estetyka powierzchni	Średnia.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE	
1. Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW (zarówno panelu jak i rygli), co oznacza, że należy go zakwalifikować jako element konstrukcyjny z drewna masywnego. 2. O wymiarach belki stropowej i rygla decyduje SGU drgań, podczas gdy pozostałe wyniki SGN i SGU są bardzo dalekie od granicznych.	

WARIANT C 8,1 x 8,1 m	STROP Z PŁYTOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO JASTRYCHU	
Opis:	Panele w postaci płyt z DKK o grubości 32 cm i 8 warstwach, oparte we wcięciu przekroju rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 20-30x88 cm klasy GL30h opartych na słupach co 810 cm.	
Ciężar:	310 kg/m ²	
Rysunek - przekrój		
<i>Rysunek 86 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie C.</i>		
WERYFIKACJA OBLICZENIOWA		
Wartości charakterystyczne obciążeń:		- stałe ⁴⁵ - 1,77 kN/m ² , - użytkowe – 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k _{mod} :		0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k _{def} :		0.8

⁴⁵ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

Współczynnik k_{sys} dla elementów panelu:		1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ :		0,025
PLYTA STROPOWA		
Przekrój:		CLT 320 L8s, warstwy: 1. 40 mm – wzdłużna, 2. 40 mm – wzdłużna, 3. 40 mm – poprzeczna, 4. 40 mm – wzdłużna, 5. 40 mm – wzdłużna, 6. 40 mm – poprzeczna, 7. 40 mm – wzdłużna, 8. 40 mm – wzdłużna.
Rozpiętość obliczeniowa L:		7,60 m
Materiał:		C24 [ETA-14/0349]
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25
Współczynnik k_{mod} :		0,8
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni $[N/mm^2]$		$E_{g,0,mean} = 12\ 000$ -
Moduł odkształcenia postaciowego przy ścinaniu tarczowym $[N/mm^2]$		$G_r = 50$ -
Moduł odkształcenia postaciowego – średni $[N/mm^2]$		$G_{mean} = 690$ -
Wytrzymałość na zginanie $[N/mm^2]$		$f_{m,k} = 24,00$ $f_{m,d} = 16,90$
Wytrzymałość na ścinanie $[N/mm^2]$		$f_{v,k} = 4,00$ $f_{v,d} = 2,56$
Wytrzymałość na ścinanie tarczowe $[N/mm^2]$		$f_{r,k} = 1,05$ $f_{r,d} = 0,67$
Gęstość charakterystyczna $[kg/m^3]$		$\gamma_k = 385$ -
Gęstość średnia $[kg/m^3]$		$\gamma_{mean} = 420$ -
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 100\text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 32,0\text{ cm}$
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 243\ 200\text{ cm}^4$
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 2400\text{ cm}^2$
	Pole powierzchni całkowitej:	$A = 3200\text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 4,70\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,90\text{ N/mm}^2$	28% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,16\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,56\text{ N/mm}^2$	6% - warunek spełniony
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,15\text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 0,67\text{ N/mm}^2$	22% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 18,7\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 25,3\text{ mm}$	74% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f_{min} = 8\text{ Hz} > f = 7,929\text{ Hz} > f_{min,2} = 6\text{ Hz}$ $a_{rms} = 0,044\text{ m/s}^2 < a_{rms,lim} < 0,05\text{ m/s}^2$ $w_{1kN} = 0,08\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	<u>88% - warunek spełniony</u> 31% - warunek spełniony

Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		$E_{g,0,mean} = 12\ 000$	-
Moduł odkształcenia postaciowego przy ścinaniu tarczowym [N/mm ²]		$G_r = 50$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		$G_{mean} = 690$	-
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		$f_{m,k} = 24,00$	$f_{m,d} = 30,36$
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		$f_{v,k} = 4,00$	$f_{v,d} = 4,60$
Wytrzymałość na ścinanie tarczowe [N/mm ²]		$f_{r,k} = 1,05$	$f_{r,d} = 1,21$
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		$\gamma_k = 385$	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		$\gamma_{mean} = 420$	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 100\text{ cm}$	
	Wysokość:	$h = 27,4\text{ cm}$	
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 135\ 580\text{ cm}^4$	
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 1\ 940\text{ cm}^2$	
	Pole powierzchni całkowitej:	$A = 2\ 740\text{ cm}^2$	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 3,52\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 30,36\text{ N/mm}^2$	12% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,09\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 4,6\text{ N/mm}^2$	2% - warunek spełniony	
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,09\text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 1,21\text{ N/mm}^2$	7% - warunek spełniony	
RYGIEL STROPOWY			
Przekrój:		2 x 20-30 x 88 cm, obliczany podwójny. 	
Rozpiętość obliczeniowa L:		8,1 m	
Rozstaw obliczeniowy:		8,1 m	
Materiał:		DKW GL30h	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	

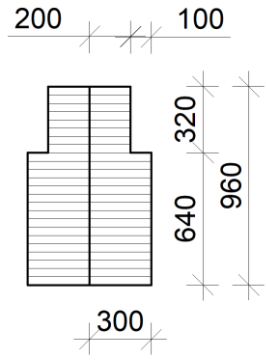
Współczynnik k_{mod} :		0,8
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy w wariancie A
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 40-60 \text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 88 \text{ cm}$
	Moduł bezwładności:	$I = 2\,781\,778 \text{ cm}^4$
	Pole powierzchni:	$A = 4\,640 \text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 9,18 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 19,20 \text{ N/mm}^2$	48% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,52 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$	68% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 14,38 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 27,00 \text{ mm}$	53% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 9,57 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$	84% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,03 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$	12% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0
Współczynnik k_{mod} :		1,0
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy w wariancie B
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 40,0-50,2 \text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 83,1 \text{ cm}$
	Moduł bezwładności:	$I = 2\,141\,617 \text{ cm}^4$
	Pole powierzchni:	$A = 3\,845 \text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 5,51 \text{ N/mm}^2 < f_{m,fi,d} = 34,50 \text{ N/mm}^2$	16% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,71 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03 \text{ N/mm}^2$	18% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU		
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,11 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$		
OCENA EFEKTYWNOŚCI		
Kryterium		Ocena
1. Możliwość skonstruowania stropu o rozpiętości 8,1 m		Spełniono.
2. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Dostateczna.
3. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Niedostateczna.
4. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Brak.
5. Potencjał prefabrykacji		Niski.
6. Szybkość montażu		Bardzo wysoka.
7. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych		Nie.

8. Ciężar	Bardzo dobra.
9. Estetyka powierzchni	Wysoka.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE	
1. Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW i płyt z DKK, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako element konstrukcyjny z drewna masywnego. 2. W przeciwieństwie do poprzednich rozważanych wariantów, o wymiarach elementów konstrukcyjnych decyduje warunek wspólny drgania (sprawdzenie częstotliwości w przypadku jednoczesnego drgania panelu i rygla, na którym jest położony). W związku z tym, że drgania były już decydującym warunkiem w przypadku wymiarowania indywidualnego elementu, to warunek wspólny zaowocował znacznym zwiększeniem przekroju rygla. W przypadku pominięcia warunku wspólnego drgania możliwe byłoby skonstruowanie stropu o wysokości całości konstrukcji mieszczącej się w granicach oceny dostatecznej zgodnie z przyjętymi kryteriami.	

WARIANT D 8,1 x 8,1 m	STROP Z PŁYTOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU
Opis:	Panele w postaci płyt z DKK o grubości 32 cm i 8 warstwach, oparte we wcięciu przekroju rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 20-30x96 cm klasy GL30h opartych na słupach co 810 cm.
Ciężar:	373 kg/m ²
Rysunek - przekrój	
Rysunek 87 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie D.	
WERYFIKACJA OBLICZENIOWA	
Wartości charakterystyczne obciążeń:	- stałe ⁴⁶ - 2,38 kN/m ² , - użytkowe - 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k_{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k_{def} :	0,8
Współczynnik k_{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ :	0,04
PŁYTA STROPOWA	
Przekrój:	CLT 320 L8s, warstwy: 9. 40 mm – wzdłużna, 10. 40 mm – wzdłużna,

⁴⁶ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

		11. 40 mm – poprzeczna, 12. 40 mm – wzdłużna, 13. 40 mm – wzdłużna, 14. 40 mm – poprzeczna, 15. 40 mm – wzdłużna, 16. 40 mm – wzdłużna.
Rozpiętość obliczeniowa L:		7,60 m
Materiał:		C24 [ETA-14/0349]
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25
Współczynnik k_{mod} :		0,8
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: płyta stropowa wariantu C
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 100 cm
	Wysokość:	h = 32,0 cm
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 243\,200\text{ cm}^4$
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 2400\text{ cm}^2$
	Pole powierzchni całkowitej:	A = 3200 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 5,03\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,90\text{ N/mm}^2$	30% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,17\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,56\text{ N/mm}^2$	7% - warunek spełniony
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,16\text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 0,67\text{ N/mm}^2$	24% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 20,6\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 25,3\text{ mm}$	81% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f_{min} = 8\text{ Hz} > f = 7,35\text{ Hz} > f_{min,2} = 6\text{ Hz}$ $a_{rms} = 0,029\text{ m/s}^2 < a_{rms,lim} < 0,05\text{ m/s}^2$ $w_{1kN} = 0,08\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	<u>58% - warunek spełniony</u> 31% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0
Współczynnik k_{mod} :		1,0
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: płyta stropowa wariantu C
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 100 cm
	Wysokość:	h = 27,4 cm
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 135\,580\text{ cm}^4$
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 1\,940\text{ cm}^2$
	Pole powierzchni całkowitej:	A = 2 740 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		

SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 3,99 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 30,36 \text{ N/mm}^2$	13% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,10 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 4,6 \text{ N/mm}^2$	2% - warunek spełniony
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,10 \text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 1,21 \text{ N/mm}^2$	8% - warunek spełniony
RYGIEL STROPOWY		
Przekrój:		2 x 20-30 x 96 cm, obliczany podwójny. 
Rozpiętość obliczeniowa L:		8,1 m
Rozstaw obliczeniowy:		8,1 m
Materiał:		DKW GL30h
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25
Współczynnik k_{mod} :		0,8
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy w wariancie A
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 40-60 cm
	Wysokość:	h = 96,0 cm
	Moduł bezwładności:	I = 3 631 787 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 5 120 000 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 8,27 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 19,20 \text{ N/mm}^2$	43% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,47 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$	66% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 10,68 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 27,00 \text{ mm}$	40% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 10,77 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$	74% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,02 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$	8% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0
Współczynnik k_{mod} :		1,0
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy w wariancie B

Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 40,0-50,2 cm
	Wysokość:	h = 91,1 cm
	Moduł bezwładności:	I = 2 828 071 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 4 247 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 5,20 \text{ N/mm}^2 < f_{m,fi,d} = 34,50 \text{ N/mm}^2$	15% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,73 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03 \text{ N/mm}^2$	18% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU		
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,07 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$		
OCENA EFEKTYWNOŚCI		
Kryterium		Ocena
1. Możliwość skonstruowania stropu o rozpiętości 8,1 m		Spełniono.
2. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Dostateczna.
3. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Niedostateczna.
4. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Brak.
5. Potencjał prefabrykacji		Niski.
6. Szybkość montażu		Bardzo wysoka.
7. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych		Tak.
8. Ciężar		Dobra.
9. Estetyka powierzchni		Wysoka.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE		
1. Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW i płyt z DKK, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako element konstrukcyjny z drewna masywnego. 2. Analogicznie do wariantu C, o wymiarach elementów konstrukcyjnych decyduje warunek wspólny drgania (sprawdzenie częstotliwości w przypadku jednoczesnego drgania panelu i rygla, na którym jest położony). W przypadku pominięcia warunku wspólnego drgania możliwe byłoby skonstruowanie stropu o wysokości całości konstrukcji niższej, jednak nadal ocenionej jako niedostateczne		

6.3.6 Analiza porównawcza wyników i wnioski

Zgodnie z powyższą analizą, oceniono cztery rozważane warianty konstrukcji stropów drewnianych o siatce modularnej 8,1 x 8,1 m. Wyniki obrazuje Tabela 6.

Tabela 6 - Porównanie ocen analizowanych wariantów stropów w siatce 8,1 x 8,1 m.

Lp.	Wariant	Opis	Typ konstrukcji stropu	Ocena								
				Możliwość skonstruowania stropu o rozpiętości 8,1 m	Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego	Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu	Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji	Potencjał prefabrykacji	Szybkość montażu	Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych	Ciężar	Estetyka powierzchni
1.	A	Strop belkowy z podłogą z suchego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Spełniono	Niedostateczna	Niedostateczna	Brak	Średni	Wysoka	Nie	Bardzo dobra	Średnia
2.	B	Strop belkowy z podłogą z mokrego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Spełniono	Niedostateczna	Niedostateczna	Brak	Średni	Wysoka	Tak	Bardzo dobra	Średnia
3.	C	Strop płytowy z podłogą z suchego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Spełniono	Dostateczna	Niedostateczna	Brak	Niski	Bardzo wysoka	Nie	Bardzo dobra	Wysoka
4.	D	Strop płytowy z podłogą z mokrego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Spełniono	Dostateczna	Niedostateczna	Brak	Niski	Bardzo wysoka	Tak	Dobra	Wysoka

Powyższa analiza pozwala na wyciągnięcie szeregu wniosków, które przedstawiono poniżej.

1. **Można z powodzeniem konstruować stropy o rozpiętości 8,1 w konstrukcji drewnianej**, co wiąże się bezpośrednio z pierwszym wyzwaniem przedstawionym w niniejszej pracy (zwiększenie rozpiętości stropów, umożliwiających kształtowanie układów o siatce modularnej długości większej niż 8 m), ze spełnieniem warunku braku ryzyka kolizji z liniowymi elementami instalacji. Należy jednak podkreślić, że – dla zdefiniowanych warunków brzegowych – **wydać się niemożliwe stosowanie elementów konstrukcyjnych innych niż homogeniczne z drewna masywnego**. W efekcie powoduje to **brak możliwości zastosowania konstrukcji z lekkiego szkieletu lub, właściwie dla celu niniejszego opracowania, hybrydowych konstrukcji drewnianych**.
2. **W każdym przypadku wysokości konstrukcyjne elementów i stropów jako konstrukcyjnej całości są dalekie od określonych jako satysfakcjonujące**, nie jest możliwe stworzenie stosunkowo niskiej (do 36 cm) jednolitej powierzchni spodniej stropów, a więc – pod tymi względami - nie są potencjalną konkurencją dla elementów żelbetowych. **Oznacza to, że stropy o konstrukcji drewnianej muszą cechować się innymi zaletami (np. funkcjonalnymi, ekonomicznymi, ekologicznymi), a dopiero wówczas mogą stać się alternatywą dla dotychczas stosowanych technologii w typowej siatce modularnej stropów biurowych**.
3. Analiza wyraźnie uwidacznia zalety drewna masywnego, które są istotne dla inwestorów oraz użytkowników i potencjalnie mogą zrównoważyć przedstawioną w p. 2 niedogodność:
 - szybkość montażu,
 - wysoką estetykę,
 - ciężar – w każdym przypadku znacząco niższy od alternatywnej konstrukcji żelbetowej.
4. Jako reprezentujący największą liczbę zalet i przewag nad alternatywami materiałowo-technologicznymi należy wskazać wariant C. Nie wymaga on zastosowania wylewki żelbetowej, co stanowi kolejną przewagę w kontekście szybkości montażu, ale też umożliwia ograniczenie energochłonności procesu i znaczącą redukcję kosztów środowiskowych.

5. Niezależnie od powyższego, wskazuje się jako potencjalnie atrakcyjny wariant A z uwzględnieniem odnotowanego otworowania belek stropowych. Choć tego typu strop jest stosunkowo wysoki i wymaga wykończenia od części spodniej, to nie wymaga prac mokrych, a – przede wszystkim – jako jedyny umożliwia prowadzenie liniowych elementów instalacyjnych w jego przestrzeni. Przeniesienie znaczących zakresów montażu instalacji z placu budowy do zakładu prefabrykacji elementów konstrukcyjnych niewątpliwie może być atrybutem przewyższającym wspomniane niedogodności.
6. Należy odnotować zasadniczy wpływ Stanu Granicznego Użytkowości – Drgań na wymiarowanie drewnianych elementów konstrukcji stropów, zwłaszcza w zakresie związanym z Kryterium Częstotliwości. Jednym z najważniejszych, spośród cech stropu i jego składowych, czynników umożliwiających spełnienie tego kryterium, jest sztywność elementów stropowych, a więc moduł Younga zależny od materiału wykonania oraz moment bezwładności warunkowany głównie wysokością przekroju. Pierwszy z wymienionych, w przypadku rozważanych materiałów drewnianych, jest stosunkowo niski w porównaniu do stali czy żelbetu, niezależnie od tego, czy użyje się drewna litego, konstrukcyjnego drewna na złącza klinowe, drewna klejonego warstwowo czy forniru klejonego warstwowo LVL. Jest to aspekt w znaczącym stopniu utrudniający kształtowanie stropów drewnianych. Analogicznym wyzwaniem jest czynnik drugi - wzrost momentu bezwładności jest bezpośrednio powiązany z potęgowym wzrostem wysokości przekroju, a zwiększanie wysokości składowej konstrukcyjnej stropu (zgodnie z przedstawionymi kryteriami oceny) jest działaniem niepożądanym.

Skonstruowanie stropów w siatce modularnej 8,1 x 8,1 m wykazało niemożność wykorzystania elementów z lekkiego szkieletu drewnianego czy hybrydowych konstrukcji drewnianych. W związku z tym należy przeanalizować siatkę o zredukowanych wymiarach.

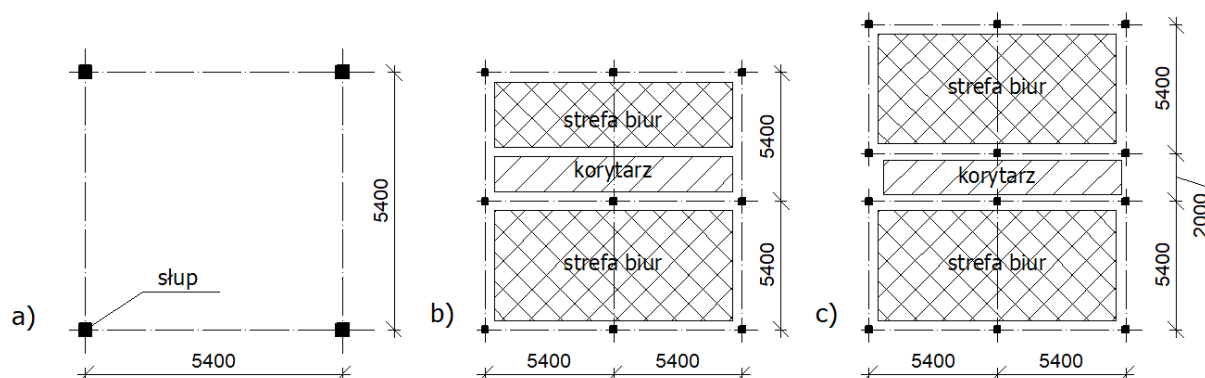
6.4 Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 5,4 x 5,4 m

6.4.1 Założenia do analizy stropu

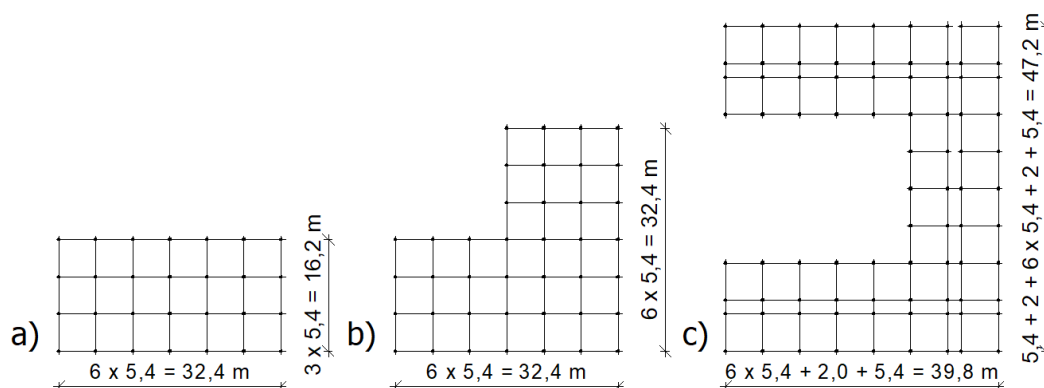
Zgodnie z wnioskami z poprzedniego rozdziału, w celu znalezienia rozwiązań stropów drewnianych bliższych optymalnym, przeanalizowano układ o mniejszej rozpiętości. Analogicznie, skorzystano z podstawowej siatki modularnej budynku biurowego określonej

w literaturze [Neufert, 2011] – wielokrotności wymiaru 2,7 m. W następnym etapie rozważono jednak układ oparty na dwukrotności wskazanej wartości – 5,4 x 5,4 m. Jest to rozwiązanie mniej korzystne z punktu widzenia inwestora czy użytkownika, jednak bliskie stosowanym w analizowanych budynkach (np. biurowiec Stockholm w Warszawie, Timber Pioneer we Frankfurcie nad Menem, Hasletre w Oslo) i stanowiące wartą rozważenia alternatywę.

Podobnie jak wyżej, przeanalizowano pojedyncze pole stropu (Rysunek 88), możliwe do wykorzystania w różnych konfiguracjach (Rysunek 89).



Rysunek 88 - Podstawowy układ konstrukcyjny w siatce 5,4 x 5,4 m (a) oraz możliwości rozbudowy (b, c). Wymiary w mm.



Rysunek 89 - Przykładowe konfiguracje biurowca w siatce 5,4 x 5,4 m.

W ramach przedstawionej siatki modularnej, sprawdzając możliwości zastosowania hybrydowych konstrukcji drewnianych, przeanalizowano konstrukcje stropów budynku biurowego.

Wymagania, postawione przedmiotowi niniejszej analizy, są analogiczne do wymienionych w poprzednim rozdziale „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 8,1 x 8,1 m” z jedną różnicą, dotyczącą p. 4. W tym przypadku dopuszczano analizę paneli stropowych dwuprzęsłowych (o długości 10,8 m). Niemniej jednak, nie znajduje to odzwierciedlenia w wynikach analizy – panele dwuprzęsłowe musiałyby być kładzione na ryglach stropowych (a nie mocowane doczołowo),

znacząco zwiększając wysokość konstrukcyjną całości stropu (do ponad 90 cm dla panelu belkowego i 62-64 cm dla panelu płytowego), co stało w sprzeczności jednym z głównych celów tej części opracowania – znalezieniu rozwiązań ograniczających wspomnianą wysokość. Stanowiły one rozwiązania o jednoznacznie niższej ocenie niż przedstawione poniżej i zostały odrzucone na wczesnym etapie.

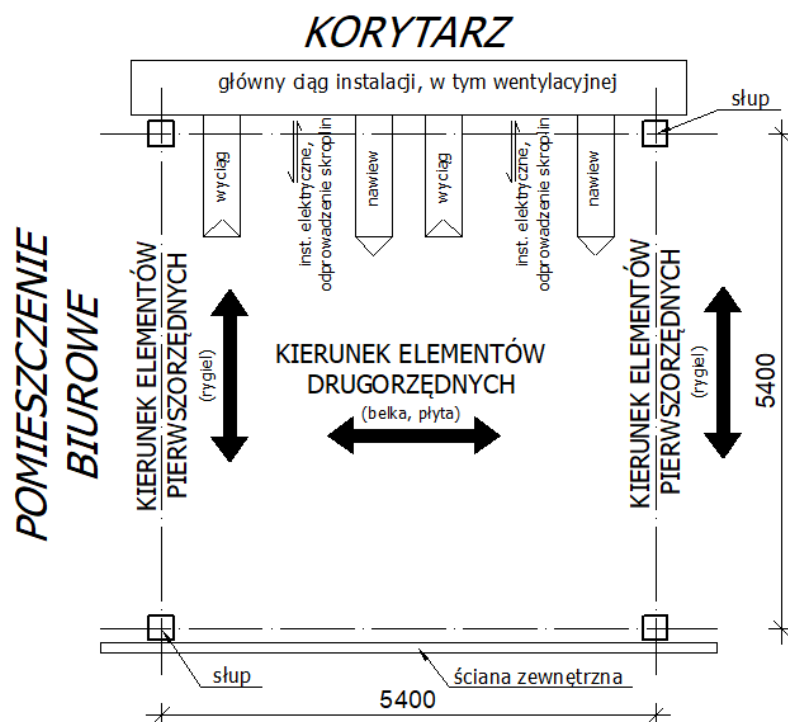
Stropy podzielono na warianty w sposób analogiczny do wspomnianego rozdziału, wyposażając je w budowę o takich samych warstwach jak uprzednio.

6.4.2 Metodyka analizy

Metodyka niniejszej analizy jest taka sama jak w rozdziale „*Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 8,1 x 8,1 m*”.

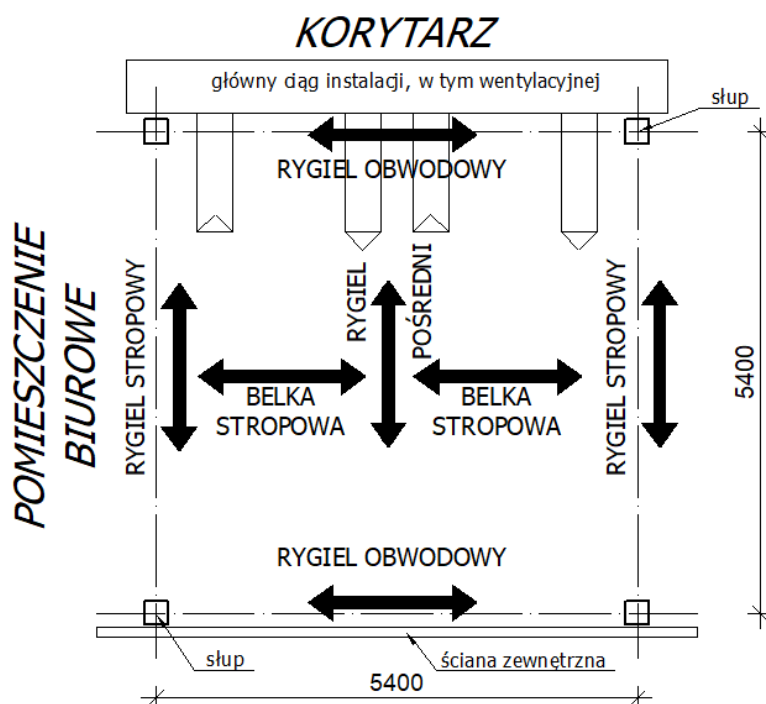
Odnutowania wymaga jednak zastosowana i odzwierciedlona w wynikach analizy możliwość podziału panelu stropowego na mniejsze elementy w celu skonstruowania w przestrzeni układu dodatkowego podparcia w formie ryglu pośredniego. Ten rygiel, położony w połowie odległości między słupami, wymaga własnych punktów podparcia, a więc wprowadzenia jeszcze jednego belkowego elementu konstrukcyjnego, rozpiętego pomiędzy słupami konstrukcyjnymi a poprzecznego w stosunku do rygli stropowych – rygla obwodowego. Niniejsze zasady zobrazowano poniżej:

- układ podstawowy – Rysunek 90,



Rysunek 90 - Schemat analizowanego pola w układzie podstawowym.

- układ z ryglem pośrednim i obwodowymi - Rysunek 91.



Rysunek 91 - Schemat analizowanego pola w układzie z ryglem pośrednim i obwodowymi.

Zaznacza się, że wprowadzenie zarówno rygla pośredniego jak i obwodowego zostało uwzględnione w analizie, także pod względem geometrycznym, jako potencjalne lokalne obniżenie, mogące skutkować kolizją z liniowymi elementami instalacji. Rygiel pośredni był obliczany z użyciem autorskiego arkusza w programie Microsoft Excel, natomiast rygiel obwodowy za pomocą programu [Calculatis].

Analizy z układem z ryglem pośrednim i obwodowymi dla ustrojów z płytami z drewna klejonego krzyżowo nie przedstawiono poniżej – takie warianty zostały odrzucone już na etapie wstępnym jako możliwe do wykonania, jednak posiadające wady, sprawiające, że nie byłyby wartościowe dla niniejszej analizy porównawczej:

- konstrukcje homogeniczne z drewna masywnego (jak układ z rygli z DKW i paneli z płyt z DKK) mają wyłącznie znaczenie w kontekście materiału porównawczego z analogicznymi rozwiązaniami możliwymi do wykonania jako hybrydowe konstrukcje drewniane, nie jako oryginalne rozwiązanie, więc ich dalsze wariantowanie ma bardzo niską wartość dla opracowania,

- w przypadku położenia płyty z DKK na ryglach utworzono by układy o bardzo wysokiej kolizyjności z liniowymi elementami instalacji, przez co niska wysokość przekroju panelu byłaby nieistotna, gdy płaszczyzna utworzona przez dolne krawędzie rygli tworzyłaby rzeczywistą wysokość dolną granicę panelu,

- w przypadku mocowania doczołowego płyty z DKK do rygli z DKW utworzono by układ o dużym rozczłonkowaniu i komplikacji montażowej, jakich nie stosuje się w rzeczywistości, gdyż stanowią rozwiązania bardzo dalekie od optymalnych.

6.4.3 Kryteria oceny

Zastosowano kryteria oceny analogiczne do użytych w przypadku stropów w układzie 8,1 x 8,1 m z pominięciem kryterium 1 („Zwiększenie rozpiętości”), który dla systemu o rozpiętościach celowo mniejszych jest nieaktualny – jak przedstawiono poniżej.

1. Zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej panelowej części konstrukcji stropu

Kryterium oceny:	Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – nie większa niż 24 cm. 2. Dostateczna – nie większa niż 40 cm. 3. Niedostateczna – większa niż 40 cm.

2. Wysokość konstrukcyjna stropu jako całości (z uwzględnieniem rygli/podciągów)

Kryterium oceny:	Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – nie większa niż 58 cm. 2. Dostateczna – nie większa niż 74 cm. 3. Niedostateczna – większa niż 74 cm.

3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji

Kryterium oceny:	Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji
Możliwe oceny:	1. Brak. 2. Istnieje.

4. Potencjał prefabrykacji

Kryterium oceny:	Potencjał prefabrykacji
Możliwe oceny:	1. Wysoki – możliwość wykorzystania zautomatyzowanych linii. 2. Średni – możliwość prefabrykacji z zastosowaniem manualnej pracy brygad produkcyjnych. 3. Niski – prefabrykacja ograniczona wyłącznie do numerycznej obróbki elementów składowych i osadzenia pojedynczych łączników. 4. Brak – nie ma możliwości prefabrykacji.

5. Szybkość montażu i tzw. prace mokre

Kryterium oceny:	Szybkość montażu
Możliwe oceny:	1. Najwyższa – zgodnie z punktem a. 2. Bardzo wysoka – zgodnie z punktem b i c. 3. Wysoka – zgodnie z punktem d. 4. Niska – zgodnie z punktem e.

Kryterium oceny:	Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych
Możliwe oceny:	1. Nie 2. Tak

6. Ciężar

Kryterium oceny:	Ciężar
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – mniej niż 343 kg/m ² . 2. Dobra – w zakresie 343-549 kg/m ² . 3. Dostateczna – w zakresie 550-686 kg/m ² . 4. Niedostateczna – więcej niż 686 kg/m ² .

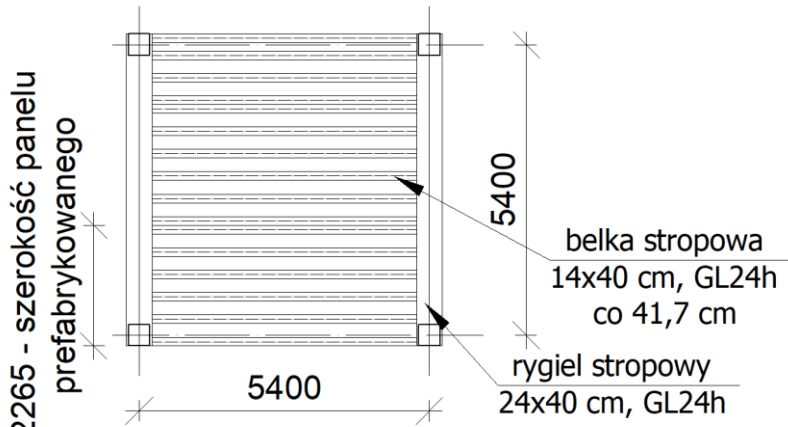
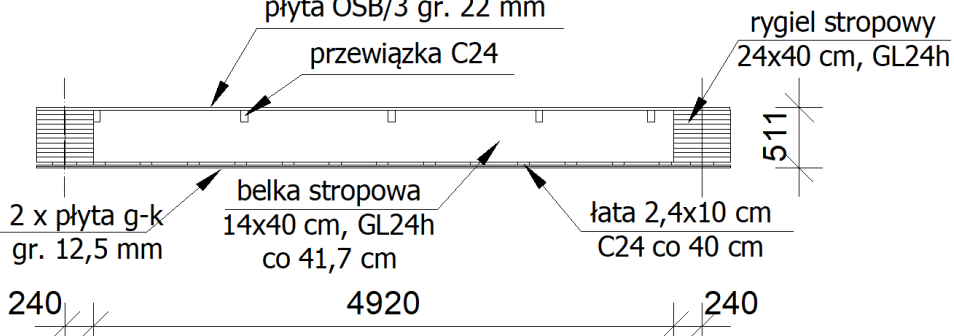
7. Estetyka powierzchni

Kryterium oceny:	Estetyka powierzchni
Możliwe oceny:	1. Wysoka – odsłonięte od spodu elementy panelowe i rygle, o wysokiej wartości estetycznej (odsłonięte drewno). 2. Średnia – odsłonięte rygle stropowe, jednak część panelowa wymaga wykończenia od spodu. 3. Niska – konieczność wykończenia całości stropu od spodu.

Ponownie w kryteriach nie uwzględniono kosztowności materiałów, wykonania i montażu, a także kosztów środowiskowych przedmiotowych rozwiązań. Znow należy zaznaczyć, że tego typu analiza mogłoby być wartościowym rozwinięciem niniejszego opracowania.

6.4.4 Weryfikacja obliczeniowa i ocena efektywności rozwiązań

Zgodnie z powyższymi zasadami zbudowano konstrukcje stropów w czterech wariantach oraz poddano je krytycznej ocenie, co przedstawiono poniżej.

WARIANT		STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO	
A1		JASTRYCHU –	
5,4 x 5,4 m		UKŁAD PODSTAWOWY	
Opis:	Panele w postaci belek z DKW o przekrojach 14x40 cm klasy GL24h w rozstawie 41,7 cm poszytych płytą OSB/3 gr. 22 mm, mocowane doczołowo do rygli stropowych w formie podwójonych belek z DKW o przekrojach 24x40 cm klasy GL30h opartych na słupach co 540 cm.		
Ciężar:	216 kg/m ²		
Rysunek - rzut			
			
Rysunek 92 - Rzut konstrukcji pola stropu 5,4 x 5,4 m w wariantcie A1.			
Rysunek - przekrój			
			
Rysunek 93 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie A1.			
WERYFIKACJA OBLICZENIOWA			
Wartości charakterystyczne obciążeń:		- stałe ⁴⁷ - 1,98 kN/m ² , - użytkowe – 3,8 kN/ m ² .	
Współczynnik k _{mod} :		0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.	
Współczynnik k _{def} :		0,6	
Współczynnik k _{sys} dla elementów panelu:		1,1	
Modalny współczynnik tłumienia ζ=		0,01	

⁴⁷ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

BELKA STROPOWA			
Przekrój:		14 x 40 cm	
Rozpiętość obliczeniowa L:		4,92 m	
Rozstaw obliczeniowy:		0,417 m	
Materiał:		DKW GL24h	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	
Współczynnik k_{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		E _{g,0,mean} = 11 500	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]		E _{g,0,05} = 9 600	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]		G _{0,05} = 540	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		G _{mean} = 650	
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		f _{m,k} = 24,00	f _{m,d} = 16,90
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{t,0,k} = 19,20	f _{t,0,d} = 13,52
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{t,90,k} = 0,50	f _{t,90,d} = 0,35
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]		f _{c,0,k} = 24,00	f _{c,90,k} = 16,90
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]		f _{c,90,k} = 2,50	f _{c,90,k} = 1,76
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		f _{v,k} = 3,50	f _{v,d} = 2,46
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		γ _k = 385	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		γ _{mean} = 420	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 14 cm	
	Wysokość:	h = 40 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 74 667 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 560 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 2,93 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,04 * 16,90 \text{ N/mm}^2 = 17,60 \text{ N/mm}^2$		17% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,36 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2$		14% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 3,59 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 16,40 \text{ mm}$		22% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 18,41 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$		43% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,22 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$		88% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru			
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Dataholz] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.			

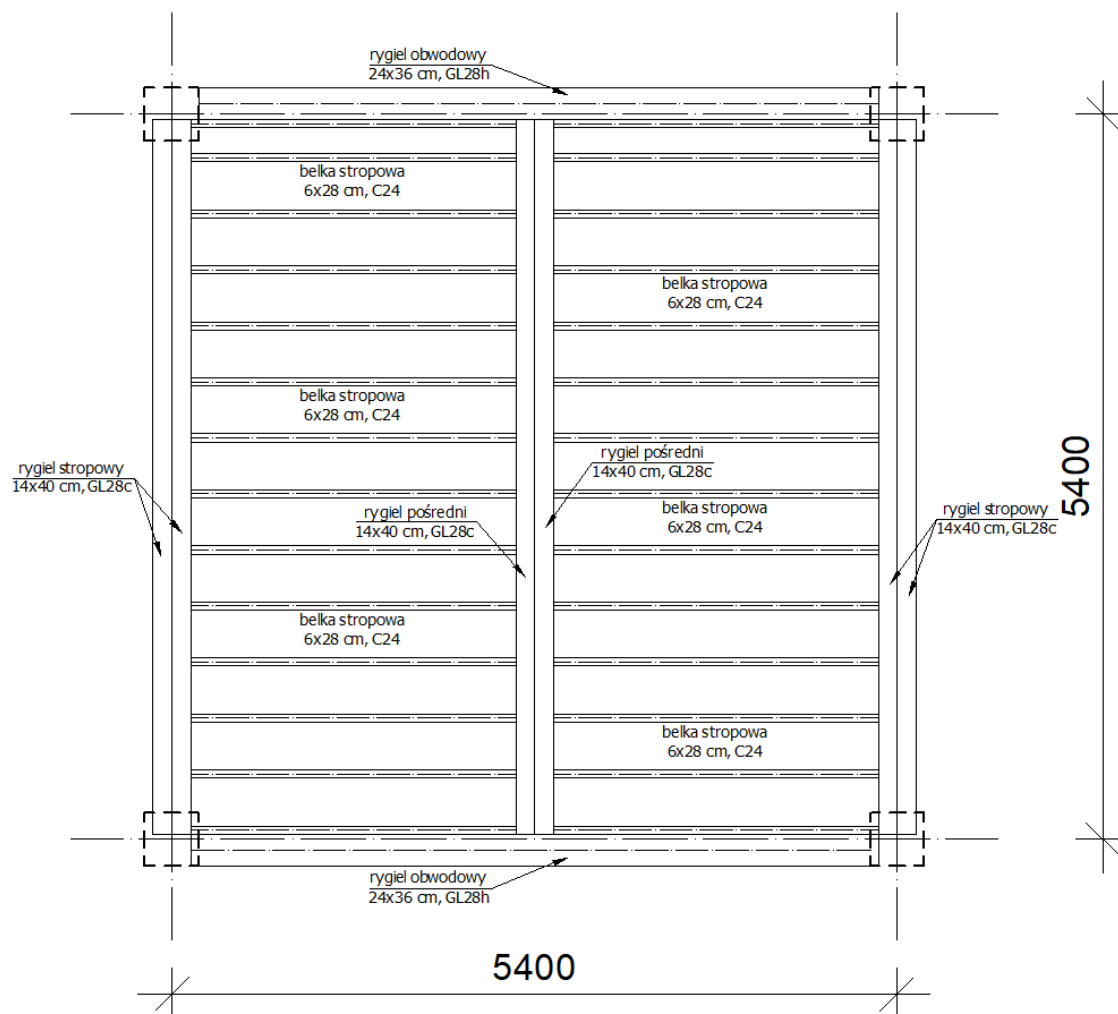
RYGIEL STROPOWY		
Przekrój:	2 x 24 x 40 cm, obliczany jako 48 x 40 cm ⁴⁸	
Rozpiętość obliczeniowa L:	5,4 m	
Rozstaw obliczeniowy:	5,4 m	
Materiał:	DKW GL30h	
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,25	
Współczynnik k_{mod} :	0,8	
Właściwości mechaniczne materiału	charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]	$E_{g,0,mean} = 13\ 600$	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]	$E_{g,0,05} = 11\ 300$	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]	$G_{0,05} = 540$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]	$G_{mean} = 650$	
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]	$f_{m,k} = 30,00$	$f_{m,d} = 19,20$
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]	$f_{t,0,k} = 24,0$	$f_{t,0,d} = 15,36$
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]	$f_{t,90,k} = 0,50$	$f_{t,90,d} = 0,32$
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]	$f_{c,0,k} = 30,00$	$f_{c,90,k} = 19,20$
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]	$f_{c,90,k} = 2,50$	$f_{c,90,d} = 1,60$
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]	$f_{v,k} = 3,50$	$f_{v,d} = 2,24$
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]	$\gamma_k = 430$	-
Gęstość średnia [kg/m ³]	$\gamma_{mean} = 480$	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 48 cm
	Wysokość:	h = 40 cm
	Moduł bezwładności:	I = 256 000 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 1 920 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 13,56\text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,04 * 19,20 = 19,99\text{ N/mm}^2$	68% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,50\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24\text{ N/mm}^2$	67% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 16,74\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 19,00\text{ mm}$	93% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 8,31\text{ Hz} > f_{min} = 8\text{ Hz}$	96% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,09\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	36% - warunek spełniony

⁴⁸ Rygiel analizowano jako podwojony, podpierający panele dwóch sąsiadujących pól 5,4 x 5,4 m.

Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru	
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Dataholz] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.	
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU	
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 7,57 Hz > f_{lim} = 6 Hz - \text{warunek spełniony.}$	
OCENA EFEKTYWNOŚCI	
Kryterium	Ocena
1. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego	Niedostateczna.
2. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu	Bardzo dobra.
3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji	Brak.
4. Potencjał prefabrykacji	Średni.
5. Szybkość montażu	Wysoka.
6. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych	Nie.
7. Ciężar	Bardzo dobra.
8. Estetyka powierzchni	Średnia.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE	
1. Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW (zarówno panel jak i rygle), co oznacza, że należy go zakwalifikować jako element konstrukcyjny z drewna masywnego. 2. O wymiarach belki stropowej i rygla decyduje SGU drgań, podczas gdy pozostałe wyniki SGN i SGU (nie licząc ugięcia rygla) są bardzo dalekie od granicznych. Jest to typowe dla stropów belkowych.	

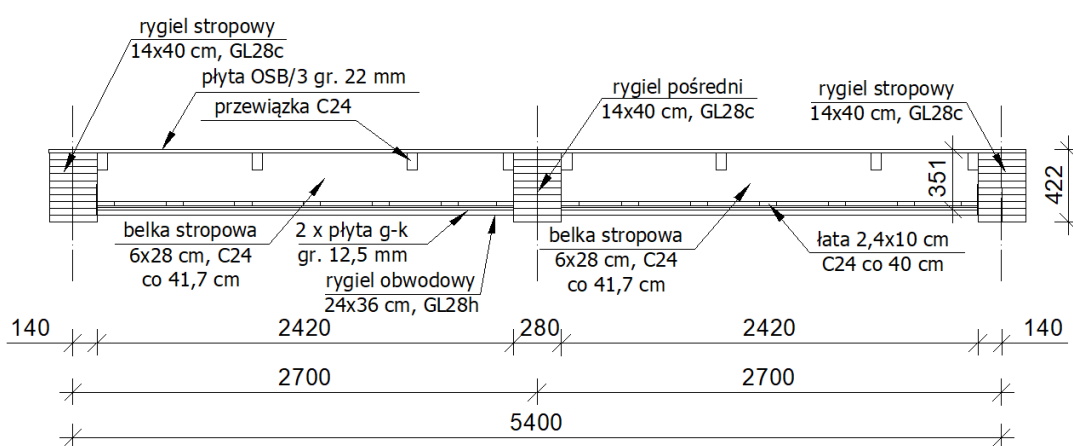
WARIANT A2 5,4 x 5,4 m	STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO JASTRYCHU – UKŁAD Z RYGLEM POŚREDNIM
Opis:	Panele w postaci belek z drewna litego o przekrojach 6x28 cm klasy C24 w rozstawie 41,7 cm poszytych płytą OSB/3 gr. 22 mm, mocowane doczołowo do rygli stropowych i pośrednich w formie belek z DKW w formie podwojonych belek o przekrojach 14x40 cm klasy GL28c. Rygle stropowe oraz rygiel obwodowy (podparcie rygli pośrednich) o przekroju 24x36 klasy GL28 opierają się na słupach umiejscowionych w siatce kwadratowej 540 x 540 cm.
Ciężar:	237 kg/m ²

Rysunek - rzut



Rysunek 94 - Rzut konstrukcji pola stropu 5,4 x 5,4 m w wariantcie A2.

Rysunek - przekrój



Rysunek 95 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie A2.

WERYFIKACJA OBLICZENIOWA

Wartości charakterystyczne obciążeń: - stałe⁴⁹ - 1,98 kN/m²,

⁴⁹ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

	- użytkowe – 3,8 kN/ m ² .	
Współczynnik k _{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.	
Współczynnik k _{def} :	0,6	
Współczynnik k _{sys} dla elementów panelu:	1,1	
Modalny współczynnik tłumienia ζ =	0,01	
BELKA STROPOWA		
Przekrój:	6 x 28 cm	
Rozpiętość obliczeniowa L:	2,42 m	
Rozstaw obliczeniowy:	0,417 m	
Materiał:	drewno lite C24	
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ _M :	1,3	
Współczynnik k _{mod} :	0,8	
Właściwości mechaniczne materiału	charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]	E _{g,0,mean} = 11 000	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]	E _{g,0,05} = 7 400	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]	G _{0,05} = 460	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]	G _{mean} = 690	
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]	f _{m,k} = 24,00	f _{m,d} = 16,25
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]	f _{t,0,k} = 14,00	f _{t,0,d} = 9,48
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]	f _{t,90,k} = 0,40	f _{t,90,d} = 0,27
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]	f _{c,0,k} = 21,00	f _{c,90,k} = 14,22
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]	f _{c,90,k} = 2,55	f _{c,90,d} = 1,62
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]	f _{v,k} = 4,0	f _{v,d} = 2,71
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]	γ _k = 350	-
Gęstość średnia [kg/m ³]	γ _{mean} = 420	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 6 cm
	Wysokość:	h = 28 cm
	Moduł bezwładności:	I = 10 976 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 168 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	σ _{m,d} = 3,20 N/mm ² < f _{m,d} = 16,25 N/mm ²	20% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	τ _{v,d} = 0,55 N/mm ² < f _{v,d} = 2,71 N/mm ²	20% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	w _{fin} = 1,55 mm < w _{fin,lim} = L/300 = 8,07 mm	19% - warunek spełniony
SGU - drgania	f = 31,05 Hz > f _{min} = 8 Hz	26% - warunek spełniony
	w _{1kN} = 0,24 mm < w _{1kN,lim} = 0,25 mm	96% - warunek spełniony

Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru		
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Dataholz] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.		
RYGIEL STROPOWY		
Przekrój:	2 x 14 x 40 cm, obliczany jako 28 x 40 cm ⁵⁰	
Rozpiętość obliczeniowa L:	5,4 m	
Rozstaw obliczeniowy:	5,4 m	
Materiał:	DKW GL28c	
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,25	
Współczynnik k_{mod} :	0,8	
Właściwości mechaniczne materiału	charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]	$E_{g,0,mean} = 12\ 500$	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl [N/mm ²]	$E_{g,0,05} = 10\ 400$	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl [N/mm ²]	$G_{0,05} = 540$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]	$G_{mean} = 650$	
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]	$f_{m,k} = 28,00$	$f_{m,d} = 17,92$
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien [N/mm ²]	$f_{t,0,k} = 19,5$	$f_{t,0,d} = 12,48$
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien [N/mm ²]	$f_{t,90,k} = 0,50$	$f_{t,90,d} = 0,32$
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm ²]	$f_{c,0,k} = 24,00$	$f_{c,90,k} = 15,36$
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien [N/mm ²]	$f_{c,90,k} = 2,50$	$f_{c,90,d} = 1,60$
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]	$f_{v,k} = 3,50$	$f_{v,d} = 2,24$
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]	$\gamma_k = 390$	-
Gęstość średnia [kg/m ³]	$\gamma_{mean} = 420$	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 28 cm
	Wysokość:	h = 40 cm
	Moduł bezwładności:	I = 149 333 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 1 120 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 11,14\text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,04 * 17,92 = 18,66\text{ N/mm}^2$	60% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,23\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24\text{ N/mm}^2$	55% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 14,59\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 18,00\text{ mm}$	81% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 9,2\text{ Hz} > f_{min} = 8\text{ Hz}$	87% - warunek spełniony

⁵⁰ Rygiel analizowano jako podwojony, podpierający panele dwóch sąsiadujących pól 5,4 x 5,4 m.

	$w_{1kN} = 0,17 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$	68% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,0	
Współczynnik k_{mod} :	1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :	1,15	
Właściwości mechaniczne materiału	charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni $[N/mm^2]$	$E_{g,0,mean} = 12\,500$	-
Moduł sprężystości - 5% kwantyl $[N/mm^2]$	$E_{g,0,05} = 10\,400$	-
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl $[N/mm^2]$	$G_{0,05} = 540$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni $[N/mm^2]$	$G_{mean} = 650$	
Wytrzymałość na zginanie $[N/mm^2]$	$f_{m,k} = 28,00$	$f_{m,fi,d} = 32,20$
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien $[N/mm^2]$	$f_{t,0,k} = 19,5$	$f_{t,0,fi,d} = 22,43$
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien $[N/mm^2]$	$f_{t,90,k} = 0,50$	$f_{t,90,fi,d} = 0,58$
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien $[N/mm^2]$	$f_{c,0,k} = 24,00$	$f_{c,90,fi,k} = 27,60$
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien $[N/mm^2]$	$f_{c,90,k} = 2,50$	$f_{c,90,fi,k} = 2,88$
Wytrzymałość na ścinanie $[N/mm^2]$	$f_{v,k} = 3,50$	$f_{v,fi,d} = 4,03$
Gęstość charakterystyczna $[kg/m^3]$	$\gamma_k = 390$	-
Gęstość średnia $[kg/m^3]$	$\gamma_{mean} = 420$	-
Właściwości przekroju ⁵¹ :	Szerokość:	$b = 28 \text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 32,9 \text{ cm}$
	Moduł bezwładności:	$I = 83\,093 \text{ cm}^4$
	Pole powierzchni:	$A = 921 \text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 6,98 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,05 * 32,20 = 33,72 \text{ N/mm}^2$	21% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,41 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03$	10% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU		
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 8,82 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$		
BELKA OBWODOWA		
Przekrój:	24 x 36 cm	

⁵¹ Dla uproszczenia, mając na uwadze nikły wpływ na wyniki wymiarowania, założono zwięzlenie całego rygla na całej wysokości przekroju poniżej spodniej płyty gipsowo-kartonowej panelu stropowego.

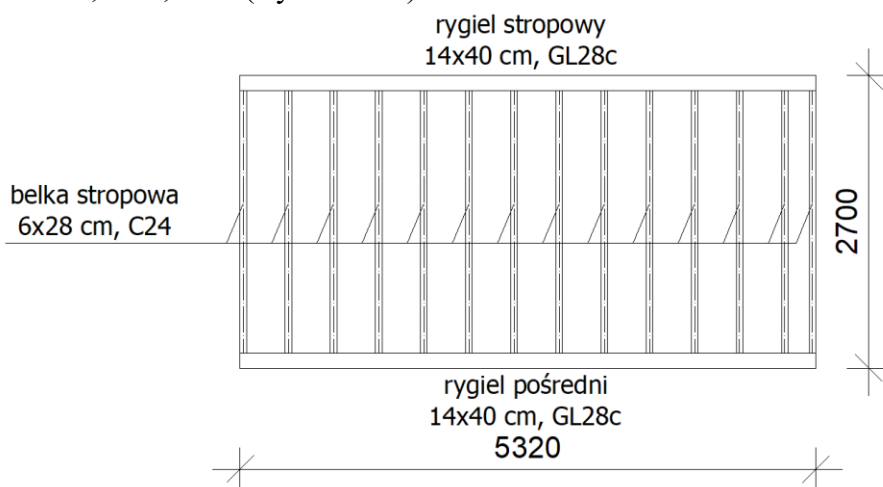
Rozpiętość obliczeniowa L:		5,4 m
Rozstaw obliczeniowy:		5,4 m
Materiał:		DKW GL28h
Wymiarowanie – sytuacja trwała		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25
Współczynnik k_{mod} :		0,8
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni $[N/mm^2]$		$E_{g,0,mean} = 12\ 600$ -
Moduł sprężystości - 5% kwantyl $[N/mm^2]$		$E_{g,0,05} = 10\ 500$ -
Moduł odkształcenia postaciowego - 5% kwantyl $[N/mm^2]$		$G_{0,05} = 540$ -
Moduł odkształcenia postaciowego – średni $[N/mm^2]$		$G_{mean} = 650$
Wytrzymałość na zginanie $[N/mm^2]$		$f_{m,k} = 28,00$ $f_{m,d} = 17,92$
Wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien $[N/mm^2]$		$f_{t,0,k} = 22,30$ $f_{t,0,d} = 14,27$
Wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien $[N/mm^2]$		$f_{t,90,k} = 0,50$ $f_{t,90,d} = 0,32$
Wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien $[N/mm^2]$		$f_{c,0,k} = 28,00$ $f_{c,90,k} = 17,92$
Wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien $[N/mm^2]$		$f_{c,90,k} = 2,50$ $f_{c,90,k} = 1,60$
Wytrzymałość na ścinanie $[N/mm^2]$		$f_{v,k} = 3,5$ $f_{v,d} = 2,24$
Gęstość charakterystyczna $[kg/m^3]$		$\gamma_k = 425$ -
Gęstość średnia $[kg/m^3]$		$\gamma_{mean} = 460$ -
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 24\text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 36\text{ cm}$
	Moduł bezwładności:	$I = 93\ 312\text{ cm}^4$
	Pole powierzchni:	$A = 864\text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 16,77\text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,05 * 17,92 = 18,86\text{ N/mm}^2$	89% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,57\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 1,60\text{ N/mm}^2$	36% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 17,9\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 18,0\text{ mm}$	99% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 10,535\text{ Hz} > f_{min} = 8\text{ Hz}$	76% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,19\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	76% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru		
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Dataholz] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.		
OCENA EFEKTYWNOŚCI		
Kryterium		Ocena
1. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Dostateczna.
2. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Bardzo dobra.
3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Istnieje.

4. Potencjał prefabrykacji	Średni.
5. Szybkość montażu	Wysoka.
6. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych	Nie.
7. Ciężar	Bardzo dobra.
8. Estetyka powierzchni	Średnia.

WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE

Strop składa się konstrukcyjnie z paneli z ryglami z DKW (elementy nadrzędne) i belkami stropowymi z drewna litego, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako drewniany hybrydowy element konstrukcyjny z drewna masywnego. W połączeniu z homogenicznymi elementami konstrukcyjnymi z drewna masywnego (słupy, rygle obwodowe – elementy nadrzędne nad panelem stropowym) może z powodzeniem stanowić hybrydową konstrukcję drewnianą z drewna masywnego.

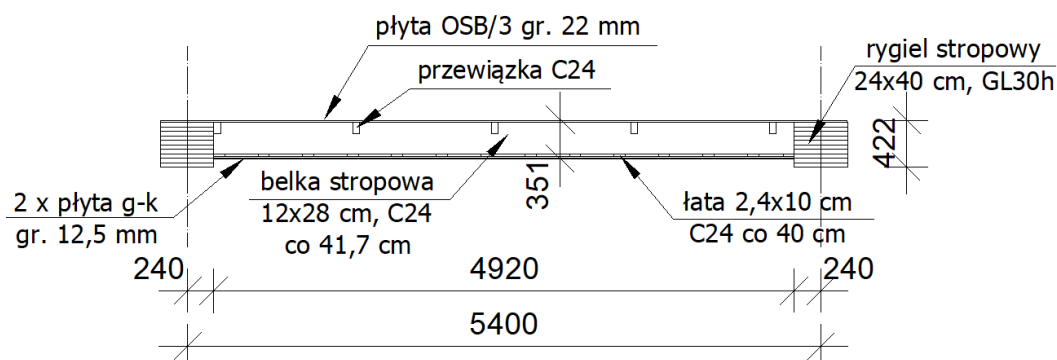
Co więcej, panele stropowe mogą być prefabrykowane w znacznym stopniu jako elementy o wymiarach 2,7 x 5,32 m (Rysunek 96).



Rysunek 96 - Panel stropowy w wariantcie A2 jako prefabrykat.

WARIANT B1 5,4 x 5,4 m	STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU
Opis:	Panele w postaci belek z DKW o przekrojach 12x28 cm klasy C24 w rozstawie 41,7 cm poszytych płytą OSB/3 gr. 22 mm, mocowane doczołowo do rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 24x40 cm klasy GL30h opartych na słupach co 540 cm.
Ciężar:	287 kg/m ²

Rysunek - przekrój



Rysunek 97 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie 1B.

WERYFIKACJA OBLICZENIOWA

Wartości charakterystyczne obciążeń:	- stałe ⁵² - 2,36 kN/m ² , - użytkowe – 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k_{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k_{def} :	0,6
Współczynnik k_{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ :	0,02

BELKA STROPOWA

Przekrój:	12 x 28 cm
Rozpiętość obliczeniowa L:	4,92 m
Rozstaw obliczeniowy:	0,417 m
Materiał:	C24

Wymiarowanie – sytuacja trwała

Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,3
Współczynnik k_{mod} :	0,8

Właściwości mechaniczne materiału	patrz:	belka stropowa wariantu A2
-----------------------------------	--------	----------------------------

Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 12 cm
	Wysokość:	h = 28 cm
	Moduł bezwładności:	I = 21 952 cm ⁴
	Pole powierzchni:	A = 336 cm ²

Sprawdzenie obliczeniowe

SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 8,03 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,25 \text{ N/mm}^2$	45% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,64 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,71 \text{ N/mm}^2$	24% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 15,61 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 17,40 \text{ mm}$	<u>90% - warunek spełniony</u>

⁵² Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

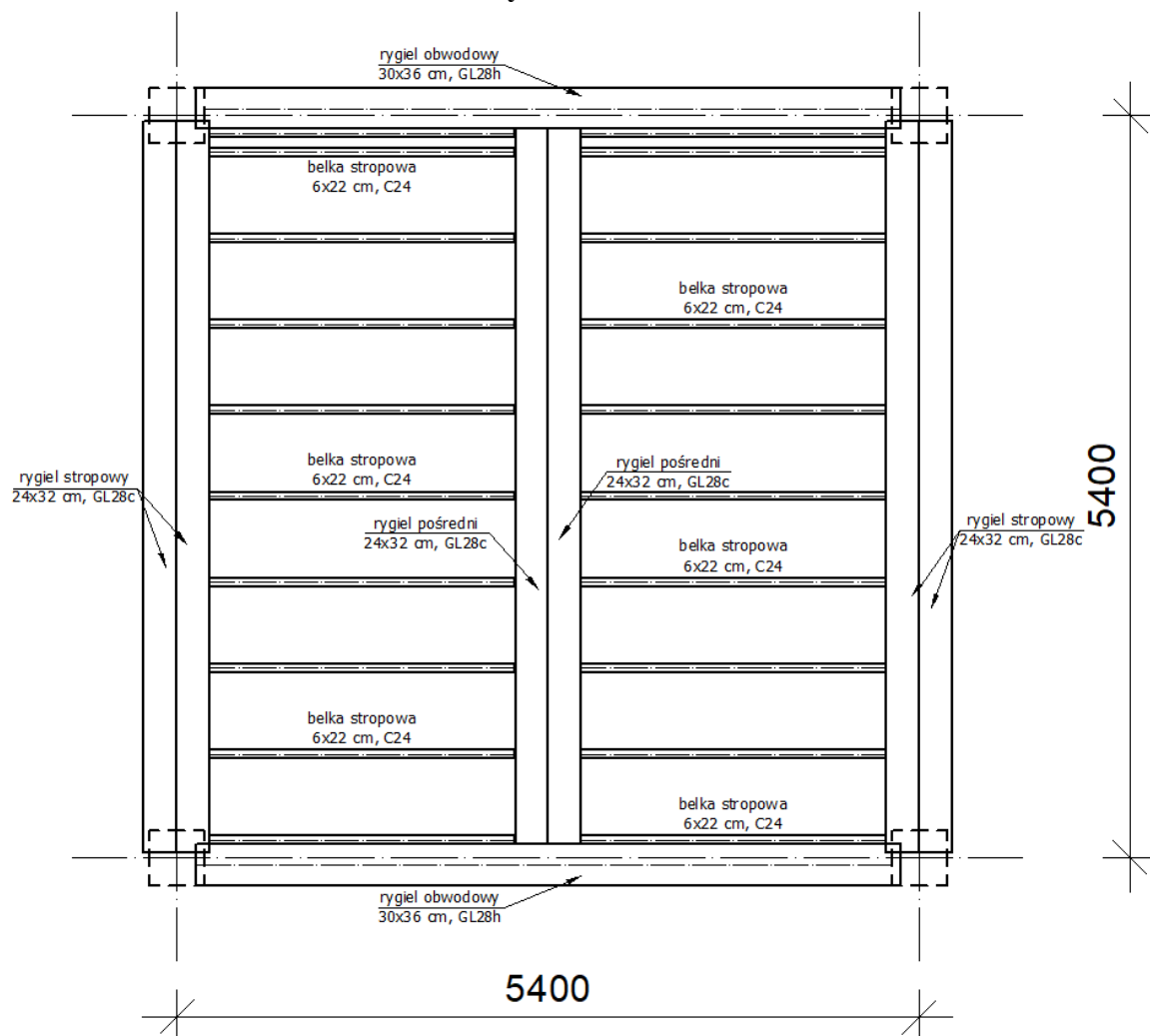
SGU - drgania	$f = 9,01 \text{ Hz} > f_{\min} = 8 \text{ Hz}$ $w_{1kN} = 0,19 \text{ mm} < w_{1kN, \lim} = 0,25 \text{ mm}$		89% - warunek spełniony 76% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru			
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Blödt, 2019] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.			
RYGIEL STROPOWY			
Przekrój:		2 x 24 x 40 cm, obliczany jako 48 x 40 cm	
Rozpiętość obliczeniowa L:		5,4 m	
Rozstaw obliczeniowy:		5,4 m	
Materiał:		DKW GL30h	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	
Współczynnik k_{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy wariantu A
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 48 cm	
	Wysokość:	h = 40 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 256 000 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 920 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 13,84 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,04 * 19,20 = 19,99 \text{ N/mm}^2$		69% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,53 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$		68% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 17,23 \text{ mm} < w_{fin, \lim} = L/300 = 18,00 \text{ mm}$		96% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 8,62 \text{ Hz} > f_{\min} = 8 \text{ Hz}$ $w_{1kN} = 0,09 \text{ mm} < w_{1kN, \lim} = 0,25 \text{ mm}$		93% - warunek spełniony 36% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy wariantu A
Właściwości przekroju ⁵³ :	Szerokość:	b = 48 cm	
	Wysokość:	h = 32,9 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 142 445 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 579 cm ²	

⁵³ Dla uproszczenia założono sytuację bardziej niekorzystną – zwęglenie całości przekroju rygla znajdującej się poniżej panelu stropowego zabezpieczonego od spodu podwojoną płytą gipsowo-kartonową.

Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 9,17 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,fi,d} = 1,05 * 34,40 = 36,13 \text{ N/mm}^2$	25% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,60 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03$	15% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU		
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,23 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$		
OCENA EFEKTYWNOŚCI		
Kryterium		Ocena
1. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Dostateczna.
2. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Bardzo dobra.
3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Brak.
4. Potencjał prefabrykacji		Średni.
5. Szybkość montażu		Wysoka.
6. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych		Tak.
7. Ciężar		Bardzo dobra.
8. Estetyka powierzchni		Średnia.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE		
Strop składa się konstrukcyjnie z paneli z ryglami z DKW (elementy nadrzędne) i belkami stropowymi z drewna litego, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako drewniany hybrydowy element konstrukcyjny z drewna masywnego. W połączeniu z homogenicznymi elementami konstrukcyjnymi z drewna masywnego (słupy, rygle obwodowe – elementy nadrzędne nad panelem stropowym) może z powodzeniem stanowić hybrydową konstrukcję drewnianą z drewna masywnego. Należy jednak zwrócić uwagę, że wymiar przekroju belki stropowej (12 x 28) to jeden z największych wymiarów dostępnych dla drewna litego i istnieje wielkie ryzyko, że na potrzeby hipotetycznej budowy rozpatrywanej konstrukcji mógłby nie zostać dostarczony w wystarczającej ilości. Wówczas należałoby go zastąpić DKW klasy GL24h o takim samym przekroju.		

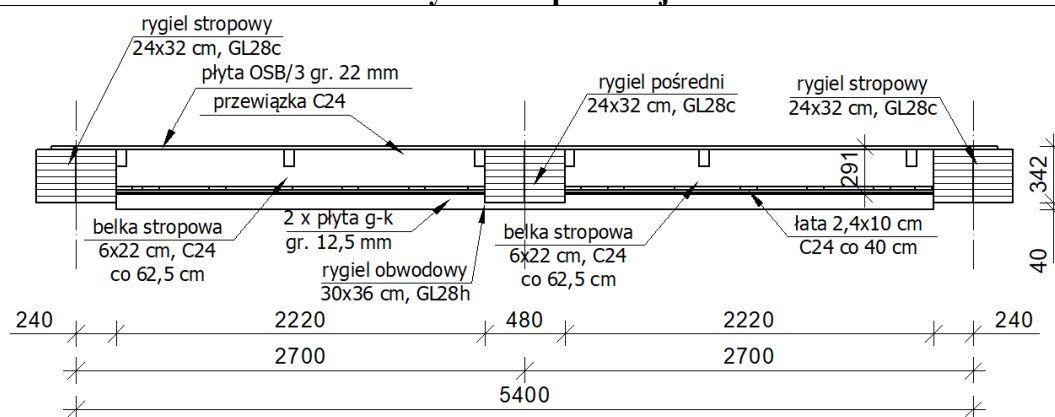
WARIANT B2 5,4 x 5,4 m	STROP BELKOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU
Opis:	Panele w postaci belek z DKZK o przekrojach 6x22 cm klasy C24 w rozstawie 62,5 cm poszytych płytą OSB/3 gr. 22 mm, mocowane doczołowo do rygli stropowych i pośrednich w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 24x32 cm klasy GL28c. Rygle stropowe oraz obwodowe (podparcie rygli pośrednich) o przekroju 30x36 klasy GL28h opierają się na słupach w siatce kwadratowej 540 x 540 cm.
Ciężar:	269 kg/m ²

Rysunek - rzut



Rysunek 98 - Rzut konstrukcji pola stropu 5,4 x 5,4 m w wariantcie B2.

Rysunek - przekrój



Rysunek 99 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie B2.

WERYFIKACJA OBLICZENIOWA

Wartości charakterystyczne obciążeń: - stałe⁵⁴ - 2,36 kN/m²,

⁵⁴ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

	- użytkowe – 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k_{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k_{def} :	0,6
Współczynnik k_{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ =	0,02
BELKA STROPOWA	
Przekrój:	6 x 22 cm
Rozpiętość obliczeniowa L:	2,55 m
Rozstaw obliczeniowy:	0,625 m
Materiał:	C24
Wymiarowanie – sytuacja trwała	
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,3
Współczynnik k_{mod} :	0,8
Właściwości mechaniczne materiału	patrz: belka stropowa wariantu A2
Właściwości przekroju:	Szerokość: b = 6 cm
	Wysokość: h = 22 cm
	Moduł bezwładności: I = 5 324 cm ⁴
	Pole powierzchni: A = 132 cm ²
Sprawdzenie obliczeniowe	
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 8,94 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,25 \text{ N/mm}^2$ 54% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,15 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,71 \text{ N/mm}^2$ 43% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 5,64 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 8,5 \text{ mm}$ 66% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 18,33 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$ $w_{1kN} = 0,14 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$ 44% - warunek spełniony 56% - warunek spełniony
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru	
Na podstawie biblioteki źródłowej materiałów stropowych [Blödt, 2019] stwierdzono spełnienie warunku REI60 dzięki zastosowaniu właściwych warstw budowy stropu.	
RYGIEL STROPOWY	
Przekrój:	2 x 24 x 32 cm, obliczany jako 48 x 32 cm
Rozpiętość obliczeniowa L:	5,4 m
Rozstaw obliczeniowy:	2,7 m
Materiał:	DKW GL28c
Wymiarowanie – sytuacja trwała	
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :	1,25
Współczynnik k_{mod} :	0,8

Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy wariantu A2
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 48 cm	
	Wysokość:	h = 32 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 131 072 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 536 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 10,56 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,06 * 17,92 = 19,08 \text{ N/mm}^2$		55% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,93 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$		42% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 17,11 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 18,00 \text{ mm}$		95% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 8,67 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$		92% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,19 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$		76% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy wariantu A2
Właściwości przekroju ⁵⁵ :	Szerokość:	b = 48 cm	
	Wysokość:	h = 26,9 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 77 860 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 291 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 6,59 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,fi,d} = 1,07 * 32,20 = 34,31 \text{ N/mm}^2$		19% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,34 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03$		9% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU			
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 8,26 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$			
RYGIEL OBWODOWY			
Przekrój:		30 x 36 cm	
Rozpiętość obliczeniowa L:		5,4 m	
Rozstaw obliczeniowy:		5,4 m	
Materiał:		DKW GL28h	

⁵⁵ Dla uproszczenia założono sytuację bardziej niekorzystną – zwęglenie całości przekroju rygla znajdującej się poniżej panelu stropowego zabezpieczonego od spodu podwojoną płytą gipsowo-kartonową.

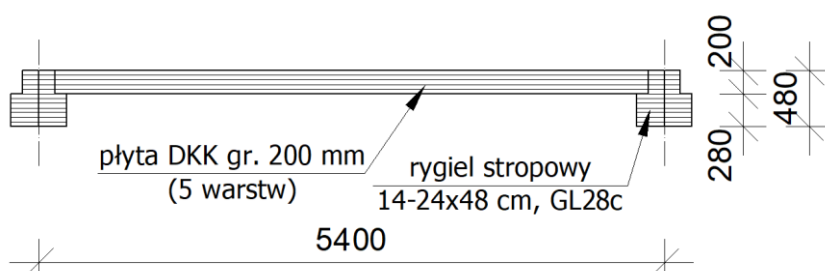
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	
Współczynnik k_{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel obwodowy wariantu A2
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 30 cm	
	Wysokość:	h = 36 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 116 640 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 080 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 13,76 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,05 * 17,92 = 18,86 \text{ N/mm}^2$		76% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,47 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 1,60 \text{ N/mm}^2$		29% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 14,9 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 18,00 \text{ mm}$		83% - warunek spełniony
SGU - drgania	$f = 10,43 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$		77% - warunek spełniony
	$w_{1kN} = 0,22 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$		88% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy wariantu A2
Właściwości przekroju ⁵⁶ :	Szerokość:	b = 20,2 cm	
	Wysokość:	h = 31,1 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 50 635 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 628 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 12,18 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,fi,d} = 1,07 * 32,20 = 34,39 \text{ N/mm}^2$		35% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,36 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 2,88 \text{ N/mm}^2$		13% - warunek spełniony
OCENA EFEKTYWNOŚCI			
Kryterium		Ocena	
1. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Dostateczna.*	
2. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Bardzo dobra.	
3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Istnieje.	
4. Potencjał prefabrykacji		Średni.	
5. Szybkość montażu		Wysoka.	
6. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych		Tak.	
7. Ciężar		Bardzo dobra.	
8. Estetyka powierzchni		Średnia.	

⁵⁶ Dla uproszczenia założono sytuację bardziej niekorzystną – zwężenie przekroju od strony trzech powierzchni – za wyjątkiem górnej.

WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE

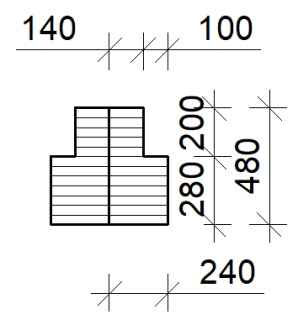
Strop składa się konstrukcyjnie z paneli z ryglami z DKW (elementy nadrzędne) i belkami stropowymi z drewna litego, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako drewniany hybrydowy element konstrukcyjny z drewna masywnego. W połączeniu z homogenicznymi elementami konstrukcyjnymi z drewna masywnego (słupy, rygle obwodowe – elementy nadrzędne nad panelem stropowym) może z powodzeniem stanowić hybrydową konstrukcję drewnianą z drewna masywnego.

* Wysokość belki stropowej (22 cm) podyktowana jest wymaganiami z oceny klasyfikacyjnej stropu ze względu na wymagania akustyczne zgodnie z oceną klasyfikacyjną [Blödt, 2019], natomiast wymiarowanie dla warunków SGN i SGU skutkuje belką o wysokości 18 cm, co sprawiałoby, że wynik kryterium nr 1 (wysokość konstrukcyjna panelu) byłby bardzo dobry.

WARIANT C 5,4 x 5,4 m	STROP Z PŁYTOWY Z PODŁOGĄ Z SUCHEGO JASTRYCHU
Opis:	Panele w postaci płyt z DKK o grubości 20 cm i 5 warstwach, oparte we wcięciu przekroju rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 14-24x48 cm klasy GL28c opartych na słupach co 540 cm.
Ciężar:	293 kg/m ²
Rysunek - przekrój	
 Rysunek 100 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie C w układzie 5,4 x 5,4 m..	
WERYFIKACJA OBLICZENIOWA	
Wartości charakterystyczne obciążeń:	- stałe ⁵⁷ - 1,77 kN/m ² , - użytkowe – 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k _{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k _{def} :	0,8
Współczynnik k _{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ=	0,025
PŁYTA STROPOWA	
Przekrój:	CLT 200 L5s, warstwy: 1. 40 mm – wzdłużna, 2. 40 mm – poprzeczna,

⁵⁷ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

		3. 40 mm – wzdluzna, 4. 40 mm – poprzeczna, 5. 40 mm – wzdluzna.	
Rozpiętość obliczeniowa L:		5,12 m	
Materiał:		C24 [ETA-14/0349]	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	
Współczynnik k_{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		$E_{g,0,mean} = 12\ 000$	-
Moduł odkształcenia postaciowego przy ścinaniu tarczowym [N/mm ²]		$G_r = 50$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		$G_{mean} = 690$	-
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		$f_{m,k} = 24,00$	$f_{m,d} = 16,90$
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		$f_{v,k} = 4,00$	$f_{v,d} = 2,56$
Wytrzymałość na ścinanie tarczowe [N/mm ²]		$f_{r,k} = 1,05$	$f_{r,d} = 0,67$
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		$\gamma_k = 385$	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		$\gamma_{mean} = 420$	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 100\text{ cm}$	
	Wysokość:	$h = 20,0\text{ cm}$	
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 52\ 799\text{ cm}^4$	
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 1\ 200\text{ cm}^2$	
	Pole powierzchni całkowitej:	$A = 2\ 000\text{ cm}^2$	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 5,64\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,90\text{ N/mm}^2$	33% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,15\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,56\text{ N/mm}^2$	6% - warunek spełniony	
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,14\text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 0,67\text{ N/mm}^2$	21% - warunek spełniony	
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 16,1\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 17,1\text{ mm}$	94% - warunek spełniony	
SGU - drgania	$f = 8,98\text{ Hz} > f_{min} = 8\text{ Hz}$	89% - warunek spełniony	
	$w_{1kN} = 0,13\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	52% - warunek spełniony	
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		charakterystyczne	obliczeniowe
Moduł sprężystości – średni [N/mm ²]		$E_{g,0,mean} = 12\ 000$	-
Moduł odkształcenia postaciowego przy ścinaniu tarczowym [N/mm ²]		$G_r = 50$	-
Moduł odkształcenia postaciowego – średni [N/mm ²]		$G_{mean} = 690$	-

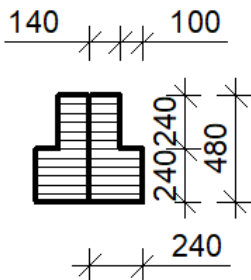
Wytrzymałość na zginanie [N/mm ²]		f _{m,k} = 24,00	f _{m,d} = 30,36
Wytrzymałość na ścinanie [N/mm ²]		f _{v,k} = 4,00	f _{v,d} = 4,60
Wytrzymałość na ścinanie tarczowe [N/mm ²]		f _{r,k} = 1,05	f _{r,d} = 1,21
Gęstość charakterystyczna [kg/m ³]		γ _k = 385	-
Gęstość średnia [kg/m ³]		γ _{mean} = 420	-
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 100 cm	
	Wysokość:	h = 15,4 cm	
	Moduł bezwładności netto:	I _{net} = 13 866 cm ⁴	
	Pole powierzchni netto:	A _{net} = 800 cm ²	
	Pole powierzchni całkowitej:	A = 1 540 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	σ _{m,d} = 5,54 N/mm ² < f _{m,d} = 30,36 N/mm ²	18% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	τ _{v,d} = 0,12 N/mm ² < f _{v,d} = 4,6 N/mm ²	3% - warunek spełniony	
SGN – ścinanie tarczowe	τ _{r,d} = 0,12 N/mm ² < f _{r,d} = 1,21 N/mm ²	10% - warunek spełniony	
RYGIEL STROPOWY			
Przekrój:		2 x 14-24 x 48 cm, obliczany podwójny. 	
Rozpiętość obliczeniowa L:		5,4 m	
Rozstaw obliczeniowy:		5,4 m	
Materiał:		DKW G28c	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ _M :		1,25	
Współczynnik k _{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy w wariancie A2
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 14-24 cm	
	Wysokość:	h = 48 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 334 164 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A 1 904 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	σ _{m,d} = 9,00 N/mm ² < k _h * f _{m,d} =	49% - warunek spełniony	

	$1,02 \cdot 17,92 = 18,32 \text{ N/mm}^2$	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,55 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$	69% - warunek spełniony
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 14,79 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 18,00 \text{ mm}$	<u>82% - warunek spełniony</u>
SGU - drgania	$f = 9,76 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$	<u>82% - warunek spełniony</u>
	$w_{1kN} = 0,06 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$	24% - warunek spełniony
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru		
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0
Współczynnik k_{mod} :		1,0
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15
Właściwości mechaniczne materiału		patrz: rygiel stropowy w wariancie A2
Właściwości przekroju:	Szerokość:	$b = 28,0\text{-}38,2 \text{ cm}$
	Wysokość:	$h = 43,1 \text{ cm}$
	Moduł bezwładności:	$I = 217\,004 \text{ cm}^4$
	Pole powierzchni:	$A = 1\,904 \text{ cm}^2$
Sprawdzenie obliczeniowe		
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 7,35 \text{ N/mm}^2 < k_h \cdot f_{m,fi,d} = 1,02 \cdot 32,20 = 32,84 \text{ N/mm}^2$	22% - warunek spełniony
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,70 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03 \text{ N/mm}^2$	17% - warunek spełniony
SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU		
$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,61 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$		
OCENA EFEKTYWNOŚCI		
Kryterium		Ocena
1. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego		Bardzo dobra.
2. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu		Niedostateczna.
3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji		Brak.
4. Potencjał prefabrykacji		Niski.
5. Szybkość montażu		Bardzo wysoka.
6. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych		Nie.
7. Ciężar		Bardzo dobra.
8. Estetyka powierzchni		Wysoka.
WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE		
Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW i płyt z DKK, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako homogeniczny element konstrukcyjny z drewna masywnego.		

WARIANT	
D	
5,4 x 5,4 m	
STROP Z PŁYTOWY Z PODŁOGĄ Z MOKREGO JASTRYCHU	
Opis:	Panele w postaci płyt z DKK o grubości 20 cm i 5 warstwach, oparte we wcięciu przekroju rygli stropowych w formie podwojonych belek z DKW o przekrojach 14-24x48 cm klasy GL8c opartych na słupach co 540 cm.
Ciężar:	299 kg/m ²
Rysunek - przekrój	
Rysunek 101 - Przekrój konstrukcji stropu w wariantcie D w układzie 5,4 x 5,4 m..	
WERYFIKACJA OBLICZENIOWA	
Wartości charakterystyczne obciążeń:	- stałe ⁵⁸ - 2,38 kN/m ² , - użytkowe – 3,8 kN/ m ² .
Współczynnik k _{mod} :	0,8 – sytuacja trwała, 1,0 – wyjątkowa sytuacja pożaru.
Współczynnik k _{def} :	0,8
Współczynnik k _{sys} dla elementów panelu:	1,1
Modalny współczynnik tłumienia ζ =	0,04
PŁYTA STROPOWA	
Przekrój:	CLT 240 L7s, warstwy: 1. 30 mm – wzdłużna, 2. 40 mm – poprzeczna, 3. 30 mm – wzdłużna, 4. 40 mm – poprzeczna, 5. 30 mm – wzdłużna, 6. 40 mm – poprzeczna, 7. 30 mm – wzdłużna.
Rozpiętość obliczeniowa L:	5,12 m
Materiał:	C24 [ETA-14/0349]
Wymiarowanie – sytuacja trwała	
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ _M :	1,25
Współczynnik k _{mod} :	0.8

⁵⁸ Bez ciężaru własnego wymiarowanych elementów drewnianych.

Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	plyta stropowa w wariancie C
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 100 cm	
	Wysokość:	h = 24,0 cm	
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 74\,400\text{ cm}^4$	
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 1\,200\text{ cm}^2$	
	Pole powierzchni całkowitej:	A = 2 400 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 5,32\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 16,90\text{ N/mm}^2$	31% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,15\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,56\text{ N/mm}^2$	6% - warunek spełniony	
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,15\text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 0,67\text{ N/mm}^2$	22% - warunek spełniony	
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 13,7\text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 17,1\text{ mm}$	80% - warunek spełniony	
SGU - drgania	$f = 9,61\text{ Hz} > f_{min} = 8\text{ Hz}$	83% - warunek spełniony	
	$w_{1kN} = 0,07\text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25\text{ mm}$	28% - warunek spełniony	
Wymiarowanie – wyjątkowa sytuacja pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	plyta stropowa w wariancie C
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 100 cm	
	Wysokość:	h = 18,5 cm	
	Moduł bezwładności netto:	$I_{net} = 60\,075\text{ cm}^4$	
	Pole powierzchni netto:	$A_{net} = 900\text{ cm}^2$	
	Pole powierzchni całkowitej:	A = 1 850 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 4,37\text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 30,36\text{ N/mm}^2$	14% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 0,09\text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 4,6\text{ N/mm}^2$	2% - warunek spełniony	
SGN – ścinanie tarczowe	$\tau_{r,d} = 0,08\text{ N/mm}^2 < f_{r,d} = 1,21\text{ N/mm}^2$	7% - warunek spełniony	
RYGIEL STROPOWY			
Przekrój:		2 x 14-24 x 48 cm, obliczany podwójny.	

			
Rozpiętość obliczeniowa L:		5,4 m	
Rozstaw obliczeniowy:		5,4 m	
Materiał:		DKW G28c	
Wymiarowanie – sytuacja trwała			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,25	
Współczynnik k_{mod} :		0,8	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy w wariancie A2
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 14-24 cm	
	Wysokość:	h = 48 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 332 018 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 824 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,d} = 12,37 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,d} = 1,02 * 17,92 = 18,32 \text{ N/mm}^2$	68% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,d} = 1,80 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$	80% - warunek spełniony	
SGU – ugięcie	$w_{fin} = 17,46 \text{ mm} < w_{fin,lim} = L/300 = 18,00 \text{ mm}$	97% - warunek spełniony	
SGU - drgania	$f = 9,2 \text{ Hz} > f_{min} = 8 \text{ Hz}$	87% - warunek spełniony	
	$w_{1kN} = 0,06 \text{ mm} < w_{1kN,lim} = 0,25 \text{ mm}$	24% - warunek spełniony	
Wymiarowanie – sytuacja wyjątkowa pożaru			
Materiałowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M :		1,0	
Współczynnik k_{mod} :		1,0	
Modyfikujący współczynnik pożarowy k_{fi} :		1,15	
Właściwości mechaniczne materiału		patrz:	rygiel stropowy w wariancie A2
Właściwości przekroju:	Szerokość:	b = 28,0-38,2 cm	
	Wysokość:	h = 43,1 cm	
	Moduł bezwładności:	I = 217 004 cm ⁴	
	Pole powierzchni:	A = 1 904 cm ²	
Sprawdzenie obliczeniowe			
SGN – zginanie	$\sigma_{m,fi,d} = 8,87 \text{ N/mm}^2 < k_h * f_{m,fi,d} = 1,02 * 32,20 = 32,93 \text{ N/mm}^2$	27% - warunek spełniony	
SGN - ścinanie	$\tau_{v,fi,d} = 0,88 \text{ N/mm}^2 < f_{v,fi,d} = 4,03 \text{ N/mm}^2$	22% - warunek spełniony	

SPRAWDZENIE WARUNKU WSPÓLNEGO CZĘSTOTLIWOŚCI DRGAŃ DLA OBU CZĘŚCI STROPU

$$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{belki}^2} + \frac{1}{f_{rygla}^2}}} = 6,64 \text{ Hz} > f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{warunek spełniony.}$$

OCENA EFEKTYWNOŚCI

Kryterium	Ocena
1. Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego	Bardzo dobra.
2. Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu	Niedostateczna.
3. Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji	Brak.
4. Potencjał prefabrykacji	Niski.
5. Szybkość montażu	Bardzo wysoka.
6. Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych	Tak.
7. Ciężar	Bardzo dobra.
8. Estetyka powierzchni	Wysoka.

WNIOSKI I UWAGI DODATKOWE

Strop składa się konstrukcyjnie z belek z DKW i płyt z DKK, co oznacza, że należy go zakwalifikować jako element konstrukcyjny z drewna masywnego.

6.4.5 Analiza porównawcza wyników i wnioski

Zgodnie z powyższą analizą, oceniono sześć rozważanych wariantów konstrukcji stropów drewnianych o siatce modularnej 5,4 x 5,4 m. Wyniki obrazuje Tabela 7.

Tabela 7 - Porównanie ocen analizowanych wariantów stropów w siatce 5,4 x 5,4 m.

Lp.	Wariant	Opis	Typ konstrukcji stropu	Ocena							
				Wysokość konstrukcyjna stropu panelowego	Wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu	Ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji	Potencjał prefabrykacji	Szybkość montażu	Konieczność wykonywania tzw. prac mokrych	Ciężar	Estetyka powierzchni
1.	A1	Strop belkowy z podłogą z suchego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Niedostateczna	Bardzo dobra	Brak	Średni	Wysoka	Nie	Bardzo dobra	Średnia
2.	A2	Strop belkowy z podłogą z suchego jastrychu	hybrydowa konstrukcja z drewna masywnego	Dostateczna	Bardzo dobra	Istnieje	Średni	Wysoka	Nie	Bardzo dobra	Średnia
3.	B1	Strop belkowy z podłogą z mokrego jastrychu	hybrydowa konstrukcja z drewna masywnego ⁵⁹	Dostateczna	Bardzo dobra	Brak	Średni	Wysoka	Tak	Bardzo dobra	Średnia
4.	B2	Strop belkowy z podłogą z mokrego jastrychu	hybrydowa konstrukcja z drewna masywnego	Dostateczna ⁶⁰	Bardzo dobra	Istnieje	Średni	Wysoka	Tak	Bardzo dobra	Średnia
5.	C	Strop płytowy z podłogą z suchego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Bardzo dobra	Niedostateczna	Brak	Niski	Bardzo wysoka	Nie	Bardzo dobra	Wysoka
6.	D	Strop płytowy z podłogą z mokrego jastrychu	homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego	Bardzo dobra	Niedostateczna	Brak	Niski	Bardzo wysoka	Tak	Bardzo dobra	Wysoka

⁵⁹ Zaproponowano belki stropowe z drewna litego lub konstrukcyjnego drewna na złącza klejone klasy GL24h o przekrojach 12 x 28 cm. Mieszczą się one w granicach zdefiniowanego pojęcia lekkiego szkieletu, jednak w rzeczywistości dostęp do tak dużych przekrojów może być problematyczny. Wówczas należy dokonać zamiany materiału na drewno klejone warstwowo klasy GL24c lub GL24h – drewno masywne, co sprawia, że konstrukcja stropu zostałaby zakwalifikowana jako homogeniczna konstrukcja z drewna masywnego.

⁶⁰ Należy zaznaczyć, że wysokość zaproponowanej belki stropowej (22 cm) nie jest efektem wymiarowania zgodnie z SGN i SGU, a wymogów oceny klasyfikacyjnej dla budowy stropu o wymaganych właściwościach. Jeżeli decydowałyby jedynie warunki SGN i SGU, wówczas belka mogłaby mieć 18 cm, co sprawiłoby, że wysokość konstrukcyjna stropu panelowego zostałaby oceniona jako bardzo dobra.

Powyższa analiza pozwala na wyciągnięcie szeregu wniosków, które przedstawiono poniżej.

1. **Można z powodzeniem konstruować stropy w konstrukcji drewnianej dla układów 5,4 x 5,4 m.** Wyniki oceny wypadają zdecydowanie korzystniej niż w poprzednim analizowanym przypadku, układu 8,1 x 8,1 m:

- dwa z rozpatrywanych przypadków (33% wszystkich) mają oceny bardzo dobre, a trzy dostateczne (50%), dla kryterium wysokości konstrukcji stropu w części panelowej w porównaniu do uprzedniego braku ocen bardzo dobrych i zaledwie dwóch dostatecznych (50%),

- cztery z rozpatrywanych przypadków (67%) mają oceny bardzo dobre pod względem wysokości konstrukcyjnej całości stropu, podczas gdy uprzednio żaden z wariantów nie spełnił oczekiwań.

Oznacza to, że układy 5,4 x 5,4 są zdecydowanie bardziej właściwe do wykorzystania stropów drewnianych, jeżeli mamy na uwadze główne wyzwania stawiane konstrukcjom drewnianym w niniejszej pracy - zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej stropów do wysokości 24 cm przy lokalnych liniowych obniżeniach nie większych niż 50 cm, zlokalizowanych tak, by ograniczać ryzyko kolizji z liniowymi elementami instalacji prowadzonymi pod stropem.

Mając na uwadze powyższe, należy podkreślić, że żaden z wyników nie jest rozwiązaniem w pełni satysfakcjonującym:

- żaden z wariantów nie otrzymał najwyższych ocen w dwóch najważniejszych kryteriach (wysokość konstrukcyjna stropu panelowego oraz wysokość konstrukcyjna całości konstrukcji stropu),

- warianty A2 i B2 mogą potencjalnie powodować kolizje z instalacjami prowadzonymi ze strefy korytarzowej, choć w przypadku A2 jest lokalne obniżenie o wartości zaledwie 31 mm, a więc pomijalne, natomiast dla B2 aż 91 mm – bardzo kłopotliwe.

2. **Analiza dowodzi, że w układzie 5,4 x 5,4 m hybrydowe konstrukcje drewniane mogą stanowić właściwe rozwiązanie.** Mogłyby być zrealizowane w postaci masywnych drewnianych hybrydowych elementów konstrukcyjnych (paneli z belek stropowych z drewna litego lub drewna na konstrukcyjne złącza klinowe i rygli stropowych z drewna klejonego warstwowo) współpracujących z ryglami

obwodowymi i słupami z drewna klejonego warstwowo, razem tworząc hybrydową konstrukcję drewnianą z drewna masywnego - zgodnie z wcześniej zaproponowaną typologią.

Chociaż wysokość konstrukcyjna panelowej części stropu hybrydowego otrzymała ocenę zaledwie dostateczną, to jednak wysokość konstrukcyjna stropu jako całości otrzymała najwyższą możliwą ocenę.

3. **Wykazano, że rozpiętości właściwe dla paneli jednoprzęsłowych bez rygla pośredniego** (bliskie osiowemu rozstawowi 5,4 m) **znajdują się na granicy możliwości wykorzystania elementów z lekkiego szkieletu** (wariant B1, w którym, choć przekrój elementu spełnia wymagania wynikające z definicji, to charakteryzuje się niską dostępnością rynkową). Znacznie lepszymi efektami, nawet mimo gorszych efektów w ograniczaniu ryzyka kolizji z liniowymi elementami instalacji (przez występowanie rygla obwodowego, jak w A2 i B2) cechują się rozpiętości bliskie 2,7 m. Pokazuje to, że **układ 5,4 x 5,4 m jest wciąż zbyt duży dla optymalnego wykorzystania hybrydowych drewnianych elementów konstrukcyjnych.**
 4. W związku z określeniem rozpiętości 5,4 m jako zbyt dużej oraz uzyskania bardzo dobrych rezultatów dla rozpiętości osiowej 2,7 m przeprowadzono dalsze, nieprzedstawione w niniejszej pracy, obliczenia dla wariantu B2, w celu znalezienia optymalnej rozpiętości, sprawdzając iteracyjnie kolejne wymiary dla przekroju 8x28 cm z C24. Uzyskano następujące rezultaty:
 - dla belek stropowych w rozstawie 41,7 cm to 4,7 m,
 - dla belek stropowych w rozstawie 62,5 cm to 4,1 m.Oczywiście, bardziej obciążone wówczas zostałyby także rygle stropowe o zachowanej rozpiętości 5,4 m, których wymiary przekrojów dla podwojonych belek (przedstawionych jako jeden przekrój) wynosiłyby odpowiednio: 48x36 cm i 48x40 cm. Są to wysokości cały czas mieszczące się w granicach oceny bardzo dobrej.
- Prowadzi to do następujących wniosków:
- **właściwą siatką wymiarową dla wykorzystania hybrydowych konstrukcji drewnianych stropów jest 4,1 - 5,1 x 5,4 m** (bez korzystania z układu z rygłem obwodowym, czyli całkowitą likwidacją ryzyka kolizji z linowymi elementami instalacji),

- zgodnie z powszechną opinią **nieoptymalnym *modus operandi* jest dostosowywanie konstrukcji drewnianej do koncepcji projektowej, zwłaszcza stworzonej na bazie standardów budownictwa tradycyjnego**, gdyż prowadzi do wysoce nieefektywnych rezultatów, **natomiast podejściem słusznym jest tworzenie koncepcji od samego początku uwzględniającej cechy charakterystyczne, możliwości i ograniczenia konstrukcji drewnianych osadzonych w danym kontekście projektowym**. Celowym jest, by to siatka modułarna była dobierana ze względu na cechy elementów konstrukcyjnych, a nie odwrotnie.
5. Przeanalizowane stropy drewniane cechują się tymi samymi zaletami, istotnymi szczególnie przy porównaniu do rozwiązań tradycyjnych, co te z układu 8,1 x 8,1 m:
- szybkość montażu,
 - wysoka estetyka,
 - niski ciężar (ok. dwukrotnie mniejszy niż dla alternatywy żelbetowej).
6. Należy odnotować, że rozwiązania panelowe wariantów A2 i B2, ze względu na wystąpienie w ich składzie rygli stropowych o stosunkowo dużych przekrojach, uniemożliwiają pełną automatyzację ich prefabrykacji paneli, to jednak mają one całościowo wymiary dobre (2,7 x 5,2, 2,7 x 5,32 m) pod względem transportowym, nawet jeśli przekraczają szerokość ładunkową standardowej ciężarówki (ok. 2,35 m).

6.5 Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań – hybrydowy drewniany rdzeń usztywniający

6.5.1 Założenia do analizy stateczności

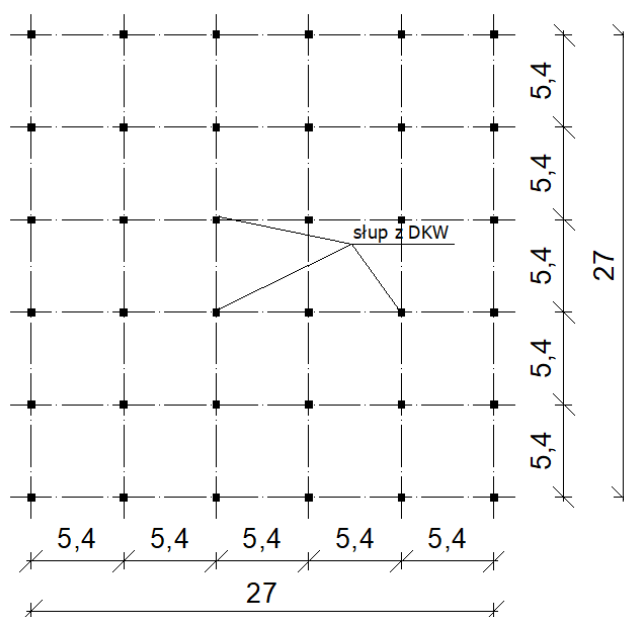
Zgodnie z wcześniej przyjętymi założeniami jako przedmiot analizy wykorzystano konstrukcję budynku biurowego, a dokładniej możliwość zastosowania hybrydowej konstrukcji drewnianej jako systemu stabilizującego obiekt. Jej zadaniem jest przeniesienie poprzez fundamenty na grunt zestawu poziomych oddziaływań (np. od wiatru), które zostają przekazane na niego ze ścian zewnętrznych za pośrednictwem sztywnych tarcz stropów, zachowując jednocześnie stateczność – stan równowagi konstrukcji jako całości.

W celu uzyskania miarodajnych, wartościowych w praktycznym zastosowaniu wyników, przeanalizowano hipotetyczny budynek, odpowiadający zasadom, zgodnie z którymi projektowano rzeczywiście wykonane biurowce rozpatrzone we wcześniejszych

rozdziałach analitycznej części pracy (np. Hasletre z Oslo, biurowiec z Cierpic, Stockholm z Warszawy, Timber Pioneer z Frankfurtu nad Menem). Ze względów funkcjonalnych w dominującej części są one pozbawione przegród o charakterze usztywniającym, pozostawiając kondygnacje otwarte, umożliwiające swobodną aranżację, podczas gdy stabilność budynku zapewniona jest przez żelbetowe rdzenie usztywniające. W niniejszym rozdziale te rdzenie postanowiono zastąpić hybrydowymi drewnianymi, a następnie poddać je krytycznej ocenie – określając potencjał i granice rzeczywistego zastosowania w budownictwie.

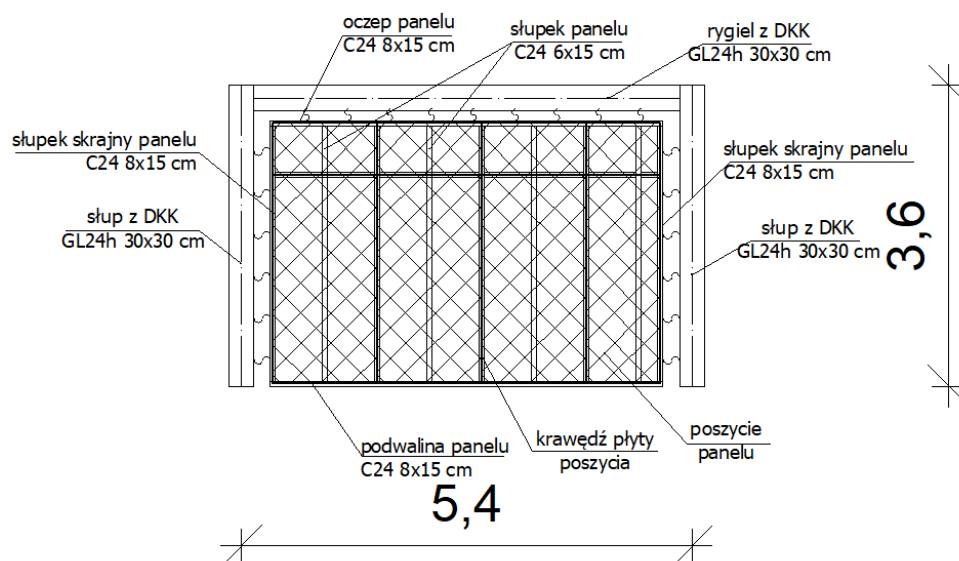
Rozważono ustrój, który wcześniej uznano za potencjalnie korzystny przy zastosowaniu konstrukcji drewnianej hybrydowej stropów – o siatce modularnej 5,4 x 5,4 m. W narożu każdego z pól umieszczono słup z drewna klejonego warstwowo, przegubowo-nieprzesuwnie zamocowany do fundamentu (na najniższej kondygnacji) i słupów drewnianych niższych pięter (na kondygnacjach od drugiej wzwyż). Po obwodzie pól, w poziomie głowic słupów, poprowadzono rygle stropowe z drewna klejonego warstwowo połączone ze wspomnianymi słupami przegubowo-nieprzesuwnie. Na ryglach osadzono myślowo strop, który określono wyłącznie za pomocą charakteru jego pracy: jako przenoszący obciążenia pionowe (np. stałe, użytkowe, śnieg na stropodachu) na rygle, a dalej na słupy, a także będący sztywną tarczą, przenoszący obciążenia poziome (np. wiatr) ze ścian zewnętrznych. Zarówno ścian zewnętrznych jak i stropów nie skonkretyzowano – wydaje się, że zaplanowaną rolę mogłyby z powodzeniem pełnić ściany z lekkiego szkieletu drewnianego czy strop z płyt z drewna klejonego krzyżowo.

Niniejszy układ posłużył za podstawę do stworzenia rzutu o jednakowych polach, który można by uznać za spełniający podstawowe wymagania funkcjonalne budynku biurowego – 5 x 5 pól, co daje wymiary w rzucie 27,0 x 27,0 m, a więc pole powierzchni kondygnacji równe ok. 729 m² (Rysunek 102). Mając na uwadze tezy z poprzednich analiz niniejszej pracy, założono wysokość kondygnacji biurowca jako 3,6 m.



Rysunek 102 - Rozważany układ rzutu budynku biurowego. Wymiary w metrach.

W celu przeniesienia obciążeń poziomych na grunt układ wyposażono w główny przedmiot analizy – rdzeń usztywniający w postaci hybrydowych drewnianych ścian usztywniających. Składają się na nie panele z lekkiego szkieletu wpisane w ramę konstrukcji głównej z drewna klejonego warstwowo. Panele ściennie są złożone ze szkieletu: belki dolnej (podwaliny), górnej (oczepu) oraz szeregu pionowych słupków – wspomniane elementy założono jako wykonane z drewna litego lub konstrukcyjnego drewna na złącza klinowe. Szkielet panelu, posyty jedno- lub dwustronnie płytami o charakterze konstrukcyjnym (sklejka, OSB/3), został wpisany w ramę konstrukcji głównej z drewna klejonego warstwowo, zawierając się między słupami oraz pod rygłem stropowym, z którymi szkielet został powiązany w sposób przegubowo-nieprzesuwny. Założono, że między rygłem, przenoszącym na słupy obciążenia ze stropu, a oczepem wykonano dylatację, umożliwiającą przeniesienie obciążeń poziomych, jednocześnie zapewniając swobodne ugięcie rygla, bez przenoszenia na panel obciążeń pionowych, np. za pomocą wkrętów z gwintem częściowym. Taką hybrydową ścianę przedstawiono w sposób schematyczny wraz z opisem elementów (Rysunek 103).



Rysunek 103 - Schematyczne przedstawienie hybrydowej drewnianej ściany usztywniającej. Wymiary w metrach.

Zestaw hybrydowych drewnianych ścian usztywniających wykorzystano do utworzenia rdzenia usztywniającego o kwadratowym przekroju w rzucie – ściany biegną po obwodzie jednego pola 5,4 x 5,4 m. Dla uproszczenia i uzyskania miarodajnych wyników założono, że ściany pozbawione są otworów (np. drzwiowych, przejść technologicznych), a także wszystkie cztery elementy tworzące rdzeń zawsze mają te same składowe (budowę, poszycie), a więc, mając jednocześnie takie same wymiary, posiadają jednakową sztywność.

W dalszej części pracy poddano zaproponowane rozwiązanie analizie:

- rdzenie usztywniające zvariantowano pod względem ich umiejscowienia na rzucie (a więc uwzględniając zmienną w postaci wynikowej wypadkowej sił od wiatru na panel, zależnej od mimośrodów między środkiem ciężkości przyłożonego obciążenia a środkiem sztywności rdzenia),
- sprawdzono panel usztywniający pod względem nośności, wprowadzając zmienne w postaci różnej liczby płyt poszycia, rodzaju materiału poszycia, typu łącznika między poszyciem a ramą panelu, zagęszczenia ściegu tych łączników,
- zweryfikowano potencjał wykorzystania paneli w zależności od liczby kondygnacji budynku (do 10), finalnie wybierając panel najbardziej obiecujący (dający największą możliwość wykorzystania w budynku o największej liczbie kondygnacji, a zarazem najmniej kosztochłonny materiałowo z tego zbioru),
- dokonano analizy wybranego panelu w połączeniu z ramą konstrukcji głównej jako proponowanego rozwiązania w postaci hybrydowej drewnianej ściany usztywniającej,

- oceniono w sposób krytyczny możliwości zastosowania zaproponowanego rozwiązania w budownictwie.

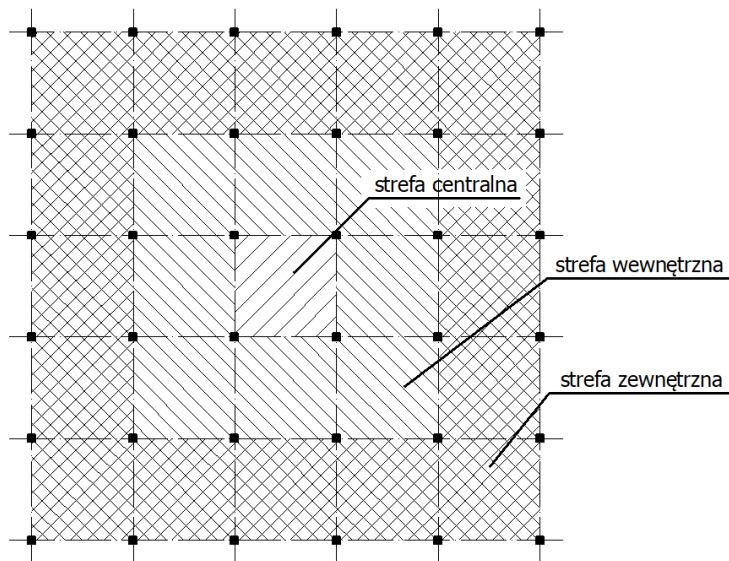
6.5.2 Metodyka analizy

Przedmiotem analizy jest poddanie hybrydowej drewnianej ściany usztywniającej zróżnicowanym oddziaływaniom wiatru, przeniesionym na nią ze stropów działających jako sztywne tarcze, dystrybuujące obciążenia poziome na wszystkie panele ścienne, do których jest zamocowany, a następnie sprawdzenie jej nośności i deformacji.

W pierwszej części toku prac badawczych zestawiono wspomniane oddziaływania w sposób umożliwiający uzyskanie wartości charakterystycznych i obliczeniowych w postaci siły wypadkowej wiatru (F_w), zawierającej sumę obciążeń wiatrowych z pól D i E (ściany prostopadłe do kierunku wiatru) zgodnie z [PN-EN 1991-1-4], działającej na strop najniższej kondygnacji. Uwzględniono liczbę kondygnacji właściwą dla danego przypadku (od 1 do 10), sumując powierzchniowe obciążenia wiatrem od górnej połowy kondygnacji 0 (gdyż dolna połowa jest przenoszona ze ściany zewnętrznej na grunt za pośrednictwem fundamentu) do stropodachu. Niniejsze uproszczenie, polegające na zbiorczym zebraniu sumy obciążeń na stropie najniższej kondygnacji, zamiast zbierania ich po kolei, poczynając od kondygnacji najwyższej, a następnie przenoszenia na kondygnacje niższe, pojedynczo, pozwala na przeanalizowanie rdzenia usztywniającego najbardziej obciążonego (a więc tego, który musi przejąć oddziaływania poziome z kondygnacji własnej oraz wszystkich powyższych) – umiejscowionego na kondygnacji 0. Z założenia rdzeń usztywniający zostanie wykonany w ten sam sposób na całej wysokości budynku, dlatego miarodajnym jest sprawdzenie właśnie tego, poddanego największym obciążeniom, przypadku.

Obciążenia wiatru działającego na pola A, B i C zgodnie z [PN-EN 1991-1-4] (ściany równoległe do kierunku wiatru) pominięto jako wzajemnie się równoważące w tarczy stropowej. Podobnie, po wstępnej analizie, uznano przypadek przedstawiony w p. 7.1.2 normy („Niesymetryczne i przeciwstawne układy ciśnienia i sił”) jako bardziej korzystny niż powyższe, a więc nieistotny dla wyników dalszych rozważań.

Jak wspomniano wcześniej, zvariantowano lokalizację rdzenia usztywniającego, składającego się z czterech hybrydowych ścian usztywniających ułożonych na obwodzie pola siatki modularnej 5,4 x 5,4 m. Kondygnację podzielono na trzy strefy (centralną, wewnętrzną i zewnętrzną) – Rysunek 104.



Rysunek 104 - Strefy lokalizacji rdzenia usztywniającego na rzucie kondygnacji.

Tego zabiegu dokonano w celu zgrupowania maksymalnych wartości sił przypadających na poszczególne ściany zależnie od lokalizacji:

- najmniejsze wartości, gdy rdzeń jest ułożony centralnie, a więc nie występuje mimośród pomiędzy wypadkową siły wiatru a środkiem sztywności rdzenia,
- większe wartości, gdy rdzeń zlokalizowano w polach wewnętrznych, gdy mimośród ma wartość maksymalną 5,4 m,
- największe wartości, gdy rdzeń znajduje się w polach zewnętrznych – mimośród ma wartość do 10,8 m.

Mając na uwadze możliwość wystąpienia wiatru wiejącego na dwóch głównych kierunkach (równoległych do osi głównych budynku), z założeniem równej sztywności wszystkich czterech składowych ścian, wartość siły przypadającej na daną ścianę rdzenia usztywniającego obrazują poniższe równania:

- moment skręcający rdzeń M_x od siły działającej równolegle do osi x:

$$M_x = F_{w,x} * e_x,$$

- wartość siły przypadającej na ścianę równoległą do osi y:

$$R_{SYn} = \frac{F_{w,x}}{2} + \frac{M_x}{4} : e_{sx},$$

- moment skręcający rdzeń M_y od siły działającej równolegle do osi y:

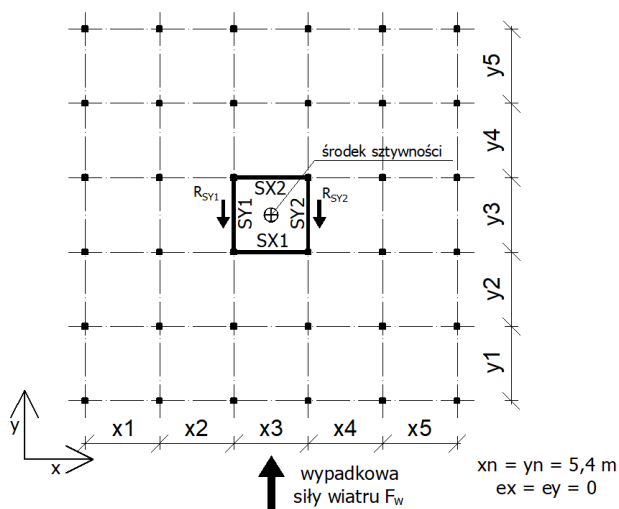
$$M_y = F_{w,y} * e_y,$$

wartość siły przypadającej na ścianę równoległą do osi x:

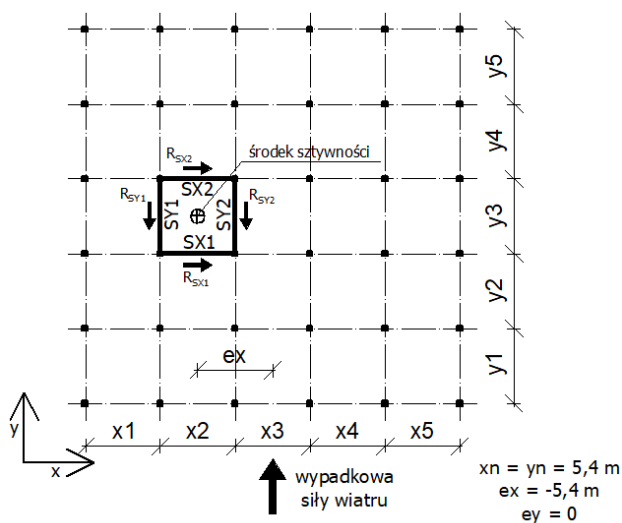
$$R_{SXn} = \frac{F_{w,y}}{2} + \frac{M_y}{4} : e_{sy},$$

gdzie $F_{w,x}$ i $F_{w,y}$ to wartości wypadkowych wiatru działających w przypadku wiatru wiejącego równoległe do osi odpowiednio x lub y , e_x i e_y to mimośrodów między środkiem ciężkości siły wypadkowej wiatru a środkiem sztywności rdzenia względem odpowiednio osi x i y , natomiast e_{sx} i e_{sy} to mimośrodów między środkiem sztywności rdzenia usztywniającego a właściwej ściany na danym kierunku (w przypadku rdzenia $5,4 \times 5,4$ m wynoszące zawsze - $2,7$ lub $2,7$ m).

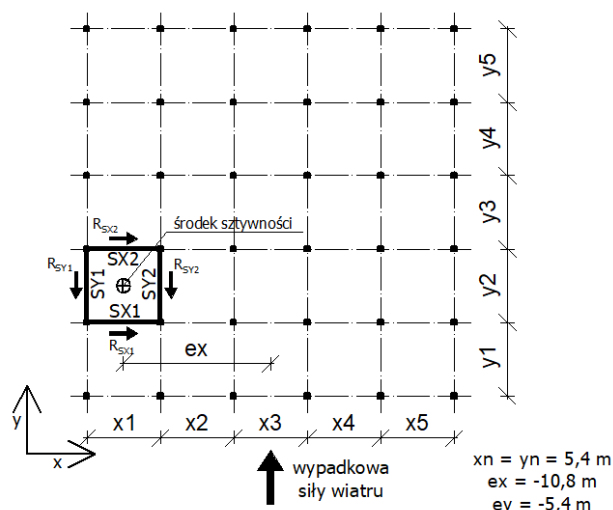
Poniżej przedstawiono rdzeń ułożony w trzech lokalizacjach (po jednym dla każdej strefy) z wiatrem działającym na kierunku x wraz symbolami obrazującymi kierunki i zwroty osi, nazewnictwo pól, ścian oraz sił i reakcji - Rysunek 105, Rysunek 106, Rysunek 107. W przypadku wiatru działającego na kierunku zgodnym z osią x będzie to wyglądać analogicznie.



Rysunek 105 - Rdzeń usztywniający zlokalizowany centralnie.



Rysunek 106 - Rdzeń usztywniający zlokalizowany wewnątrz.



Rysunek 107 - Rdzeń usztywniający zlokalizowany zewnątrz.

W przypadku przyłożenia wypadkowej siły wiatru F_w jako wartości jednostkowej 1 kN, maksymalne wartości bezwzględne sił przypadające na najbardziej obciążoną ścianę usztywniającą rdzenia dla obu rozpatrywanych kierunków działania wiatru wskazuje Tabela 8.

Tabela 8 - Wartości sił przypadające na ściany rdzenia usztywniającego w zależności od lokalizacji.

	Lokal. rdzenia	e_x [m]	e_y [m]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	Wiatr na kierunku X [kN]				Wiatr na kierunku Y [kN]				MAX
						R_{SY1}	R_{SY2}	R_{SX1}	R_{SX2}	R_{SY1}	R_{SY2}	R_{SX1}	R_{SX2}	
CENTRALNIE	x3y3	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0,5	0,5	0,5
WEWNĘTRZNIE	x2y2	-5,4	-5,4	-5,4	-5,4	1	0	-0,5	0,5	0,5	-0,5	1	0	1
	x3y2	0	-5,4	0	-5,4	0,5	0,5	0	0	0,5	-0,5	1	0	
	x4y2	5,4	-5,4	5,4	-5,4	0	1	0,5	-0,5	0,5	-0,5	1	0	
	x2y3	-5,4	0	-5,4	0	1	0	-0,5	0,5	0	0	0,5	0,5	
	x4y3	5,4	0	5,4	0	0	1	0,5	-0,5	0	0	0,5	0,5	
	x2y4	-5,4	5,4	-5,4	5,4	1	0	-0,5	0,5	-0,5	0,5	0	1	
	x3y4	0	5,4	0	5,4	0,5	0,5	0	0	-0,5	0,5	0	1	
	x4y4	5,4	5,4	5,4	5,4	0	1	0,5	-0,5	-0,5	0,5	0	1	
ZEWNĘTRZNIE	x1y1	-10,8	-10,8	-10,8	-10,8	1,5	-0,5	-1	1	1	-1	1,5	-0,5	1,5
	x1y2	-10,8	-5,4	-10,8	-5,4	1,5	-0,5	-1	1	0,5	-0,5	1	0	
	x1y3	-10,8	0	-10,8	0	1,5	-0,5	-1	1	0	0	0,5	0,5	
	x1y4	-10,8	5,4	-10,8	5,4	1,5	-0,5	-1	1	-0,5	0,5	0	1	
	x1y5	-10,8	10,8	-10,8	10,8	1,5	-0,5	-1	1	-1	1	-0,5	1,5	

x2y1	-5,4	-10,8	-5,4	-10,8	1	0	-0,5	0,5	1	-1	1,5	-0,5
x2y5	-5,4	10,8	-5,4	10,8	1	0	-0,5	0,5	-1	1	-0,5	1,5
x3y1	0	-10,8	0	-10,8	0,5	0,5	0	0	1	-1	1,5	-0,5
x3y5	0	10,8	0	10,8	0,5	0,5	0	0	-1	1	-0,5	1,5
x4y1	5,4	-10,8	5,4	-10,8	0	1	0,5	-0,5	1	-1	1,5	-0,5
x4y5	5,4	10,8	5,4	10,8	0	1	0,5	-0,5	-1	1	-0,5	1,5
x5y1	10,8	-10,8	10,8	-10,8	-0,5	1,5	1	-1	1	-1	1,5	-0,5
x5y2	10,8	-5,4	10,8	-5,4	-0,5	1,5	1	-1	0,5	-0,5	1	0
x5y3	10,8	0	10,8	0	-0,5	1,5	1	-1	0	0	0,5	0,5
x5y4	10,8	5,4	10,8	5,4	-0,5	1,5	1	-1	-0,5	0,5	0	1
x5y5	10,8	10,8	10,8	10,8	-0,5	1,5	1	-1	-1	1	-0,5	1,5

W następnej kolejności wykonano obliczenia nośności panelowej części ścian, wariantując je pod względem budowy, dokonując doboru spośród materiałów typowo wykorzystywanych w budownictwie homogenicznym z lekkiego szkieletu drewnianego z uwzględnieniem prefabrykacji:

- poszycie jedno- lub obustronne,
- materiał poszycia: płyta OSB o grubości 12, 15 i 22 mm oraz sklejka o grubości 9, 12, 15, 21, 24 mm,
- typ łącznika płyty poszycia do szkieletu panelu – zszywka 1,5 x 65 mm oraz gwóźdź profilowany 2,8 x 65 mm,
- zagęszczenie ścięgu wspomnianych łączników (od 3 do 15 cm).

Obliczeń dokonano metodą zalecaną przez normę [PN-EN 1995-1-1] – zgodnie z rozdziałem 9.2.4.2 – *Uproszczona analiza przepon ściennych – Metoda A*, uwzględniając szerokość typowej płyty poszycia (1,25 m). Sprawdzany panel ograniczono wymiarowo, by odpowiadał panelowi wpisanemu w ramę z drewna klejonego warstwowo, pozostawiając 20 cm dystansu między zewnętrzną krawędzią panelu a osią słupa i 30 cm na wysokość rygla, nadając panelowi długość $L = 5,0$ m i wysokość $h = 3,3$ m.

Na tym etapie nie uwzględniano współpracy między ramą z drewna klejonego warstwowo a panelem z lekkiego szkieletu innej niż pełna. Założono, że wspomniana rama nie posiada żadnej sztywności, a wyłącznie przenosi (w pełnej wartości) siły poziome na ścianę, jednocześnie stabilizując ją w przypadku działania sił odrywających naroża panelu.

Następnie dokonano obliczenia wybranego, ocenionego jako najbardziej obiecujący, przypadku metodą numeryczną – MES z zastosowaniem oprogramowania Dlubal RFEM w wersji 6.06.0013 z wykorzystaniem rozszerzeń „Projektowanie konstrukcji drewnianych” oraz „Powierzchnie wielowarstwowe”. Dokonano analizy statycznej drugiego rzędu (P-delta)

metodą Picarda z jednym przyrostem obciążenia. W modelu zasymulowano współdziałanie ramy z drewna klejonego warstwowo (w postaci prętowej) z panelem z lekkiego szkieletu (w postaci szkieletu prętowego i poszycia jako elementów powierzchniowych, uwzględniając ich mimośrodowe położenie względem siebie), odwzorowując ich wzajemne połączenie, a więc jego podatność. Iteracyjnie dokonano analizy zbieżności siatki elementów skończonych, korzystając z siatki trójkątnej i czworokątnej (LWE 3 i 4) o stosunku przekątnych prostokąta nie większym niż 1,8, rozpoczynając od ES o maksymalnym wymiarze 200 mm, a w następnych podejściach zagęszczano siatkę dwukrotnie aż do osiągnięcia pożądanego rezultatu dla naprężeń i przemieszczeń. Ponadto dokonano sprawdzenia nośności elementów drewnianych i drewnopochodnych, a także łączników zgodnie z [PN-EN 1995-1-1].

Powyższą analizę zakończono wnioskami oraz oceną możliwości zastosowania zaproponowanego rozwiązania.

6.5.3 Kryteria oceny

Przeanalizowane potencjalne rozwiązania w postaci hybrydowych drewnianych ścian usztywniających z drewna klejonego warstwowo i lekkiego szkieletu drewnianego poddano ocenie, stosując następujące kryteria:

1. Możliwość zastosowania w budynku biurowym wysokim.

Zgodnie z *Rozporządzeniem w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* budynek wysoki to budynek o wysokości od 25 do 55 metrów nad poziomem terenu. Sprawdzono czy rozpatrywana konstrukcja, której kondygnację założono o wysokości 3,6 m, z założeniem braku dodatkowej konstrukcji dachowej zwiększającej wysokość najwyższej kondygnacji, umożliwia wykonanie obiektu 7-kondygnacyjnego, spełniającego warunki dla najniższego, który może zostać określony jako wysoki.

Kryterium oceny:	Możliwość skonstruowania budynku siedmiokondygnacyjnego przy dowolnej lokalizacji rdzenia usztywniającego.
Możliwe oceny:	1. Spełniono – istnieje możliwość. 2. Nie spełniono – nie istnieje możliwość.

2. Możliwość zastosowania w budynku biurowym średniowysokim.

Zgodnie z *Rozporządzeniem w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie* budynek średniowysoki to budynek

o wysokości od 12 do 25 metrów nad poziomem terenu. Sprawdzone czy rozpatrywana konstrukcja, której kondygnację założono o wysokości 3,6 m, z założeniem braku dodatkowej konstrukcji dachowej zwiększającej wysokość najwyższej kondygnacji, umożliwia wykonanie obiektu 4-kondygnacyjnego, spełniającego warunki dla najniższego, który może zostać określony jako średniowysoki.

Kryterium oceny:	Możliwość skonstruowania budynku czterokondygnacyjnego przy dowolnej lokalizacji rdzenia usztywniającego.
Możliwe oceny:	1. Spełniono – istnieje możliwość. 2. Nie spełniono – nie istnieje możliwość.

3. Maksymalna liczba kondygnacji dla rdzenia o lokalizacji centralnej.

Zakładając centralną lokalizację rdzenia usztywniającego sprawdzono maksymalną liczbę kondygnacji, która może zostać uzyskana przy zastosowaniu proponowanego układu. Na tej podstawie oceniono potencjalne rozwiązania, wyżej oceniając te, które umożliwiają skonstruowanie budynku o większej liczbie kondygnacji.

Kryterium oceny:	Maksymalna liczba kondygnacji konstrukcji o rdzeniu w lokalizacji centralnej.
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – 10 kondygnacji lub więcej. 2. Dobra – 5 kondygnacji lub więcej. 3. Dostateczna – 3 kondygnacje lub więcej. 4. Niedostateczna – mniej niż trzy kondygnacje.

4. Maksymalna liczba kondygnacji dla rdzenia o lokalizacji wewnętrznej.

Zakładając wewnętrzną lokalizację rdzenia usztywniającego sprawdzono maksymalną liczbę kondygnacji, która może zostać uzyskana przy zastosowaniu proponowanego układu. Na tej podstawie oceniono potencjalne rozwiązania, wyżej oceniając te, które umożliwiają skonstruowanie budynku o większej liczbie kondygnacji.

Kryterium oceny:	Maksymalna liczba kondygnacji konstrukcji o rdzeniu w lokalizacji wewnętrznej.
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – 10 kondygnacji lub więcej. 2. Dobra – 5 kondygnacji lub więcej. 3. Dostateczna – 3 kondygnacje lub więcej. 4. Niedostateczna – mniej niż trzy kondygnacje.

5. Maksymalna liczba kondygnacji dla rdzenia o lokalizacji zewnętrznej.

Zakładając zewnętrzną lokalizację rdzenia usztywniającego sprawdzono maksymalną liczbę kondygnacji, która może zostać uzyskana przy zastosowaniu proponowanego układu. Na tej podstawie oceniono potencjalne rozwiązania, wyżej oceniając te, które umożliwiają skonstruowanie budynku o większej liczbie kondygnacji.

Kryterium oceny:	Maksymalna liczba kondygnacji konstrukcji o rdzeniu w lokalizacji zewnętrznej.
Możliwe oceny:	1. Bardzo dobra – 10 kondygnacji lub więcej. 2. Dobra – 5 kondygnacji lub więcej. 3. Dostateczna – 3 kondygnacje lub więcej. 4. Niedostateczna – mniej niż trzy kondygnacje.

6.5.4 Weryfikacja obliczeniowa – metoda normowa

Zgodnie z przedstawioną wyżej metodyką, w pierwszej kolejności dokonano zebrania obciążeń wiatrowych i sprowadzenia ich do siły wypadkowej F_w , działającej na strop najniższej kondygnacji.

Przeprowadzono obliczenia na podstawie [PN-EN 1991-1-4] dla wariantów budynku o liczbie kondygnacji n , gdzie $n=1$ do 10. Założono, że rozpatrywany budynek biurowy znajduje się w najbardziej rozległej w Polsce strefie wiatrowej 1, na terenie kategorii III, odpowiadającej przedmieściom, na których mógłby znajdować się biurowiec - „*tereny regularnie pokryte roślinnością lub budynkami albo o pojedynczych przeszkodach, oddalonych od siebie na odległość równą ich 20 wysokościom (takie jak wsie, tereny podmiejskie, stałe lasy)*”. Założono kierunek wiatru prostopadły do jednej ze ścian budynku, pomijając wpływ turbulencji oraz fluktuacji czy chropowatości terenu. Założono zsumowanie sił działających na pole D (nawietrzne) i pole E (zawietrzne) w ramach tarczy stropowej, na którą zostaną przekazane bezpośrednio ze ścian zewnętrznych.

Finalnie uzyskano wypadkowe siły wiatru F_w – Tabela 9.

Tabela 9- Siła wypadkowa wiatru działająca na strop najniższej kondygnacji - tok obliczeniowy.

liczba kondygnacji	szczytowe ciśnienie prędkości q_p	współczynnik ciśnienia $c_{pe,10}$ dla	współczynnik ciśnienia $c_{pe,10}$ dla	obciążenie wiatrem z pola D	obciążenie wiatrem z pola E	Suma obciążeń - wartość charakterystyczna	Suma obciążeń - wartość	Siła wypadkowa F_w - wartość obliczeniowa
	kN/m	-	-	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN
1	0,79	0,70	0,30	0,55	0,24	0,79	1,18	31,86
2	2,83	0,70	0,30	1,98	0,86	2,84	4,27	115,22
3	5,23	0,72	0,34	3,77	1,78	5,55	8,32	224,68
4	7,90	0,74	0,38	5,83	2,97	8,79	13,19	356,04
5	10,76	0,76	0,41	8,13	4,42	12,55	18,83	508,35
6	13,79	0,77	0,45	10,66	6,16	16,82	25,23	681,26
7	16,96	0,79	0,48	13,42	8,18	21,60	32,40	874,68
8	19,97	0,80	0,70	15,98	13,98	29,95	44,93	1213,16
9	22,84	0,80	0,70	18,27	15,99	34,26	51,39	1387,49
10	25,86	0,80	0,70	20,69	18,10	38,79	58,18	1570,81

Uzyskane siły wypadkowe wiatru przyłożono do stropu najniższej kondygnacji dla wszystkich przypadków liczby kondygnacji, uzyskując dystrybucję sił sztywną tarczą na ściany usztywniające rdzenia umiejscowionego w lokalizacji centralnej, wewnętrznej oraz zewnętrznej. Jej wynikiem jest zestawienie maksymalnych sił przypadających na najbardziej obciążoną ścianę usztywniającą danego przypadku, co przedstawia Tabela 10.

Tabela 10 - Siła obliczeniowa przypadająca na najbardziej obciążoną ścianę parteru rdzenia usztywniającego.

liczba kondygnacji	siła obliczeniowa przypadająca na najbardziej obciążoną ścianę usztywniającą zależnie od lokalizacji rdzenia w kN		
	centralna	wewnętrzna	zewnętrzna
1	15,93	31,86	47,79
2	57,61	115,22	172,83
3	112,34	224,68	337,02
4	178,02	356,04	534,06
5	254,17	508,35	762,52
6	340,63	681,26	1021,89
7	437,34	874,68	1312,02
8	606,58	1213,16	1819,74
9	693,74	1387,49	2081,23
10	785,41	1570,81	2356,22

Następnie stworzono zestaw potencjalnych ścian usztywniających – paneli z lekkiego szkieletu drewnianego, o wymiarach 5,0 x 3,3 m, różnicując je następującymi cechami:

1. typ i grubość poszycia z konstrukcyjnych materiałów drewnopochodnych:
 - sklejka o gęstości charakterystycznej 600 kg/m^3 (np. iglasta) i grubościach 9, 12, 15, 21, 24 mm,
 - płyta OSB/3 o gęstości charakterystycznej 550 kg/m^3 i grubościach 12, 15, 22 mm,
2. liczba płyt poszycia:
 - jedna – poszycie jednostronne,
 - dwie – poszycie obustronne,
3. typ łącznika płyty poszycia do szkieletu:
 - zszywka stalowa $1,5^{61} \times 65 \text{ mm}$, o charakterystycznym momencie uplastycznienia $M_{y,Rk} = 689 \text{ N/mm}^2$.
 - gwóźdź stalowy profilowany $2,8 \times 65 \text{ mm}$ o $M_{y,Rk} = 3200 \text{ N/mm}^2$, np. Simpson Strong Tie CLNA42.8x65,
4. zagęszczenie ściegu łączników (zgodnie z rzeczywistością stosowanymi, jednocześnie takie, dla których liczba efektywna n_{ef} jest równa liczbie rzeczywistej n):
 - dla zszywek – 30, 50, 100, 150 mm,
 - dla gwoździ – 40, 50, 100, 150 mm.

Na tej podstawie przeprowadzono obliczenia nośności zvariantowanych paneli zgodnie z metodą uproszczoną A [PN-EN 1995-1-1]. Wyniki obliczeń nośności zgodnie z metodą A przedstawia Tabela 11.

⁶¹ 1,5 mm to średnica jednego z drutów zszywki, natomiast pojedyncza zszywka posiada dwa druty, przenoszące siły między poszyciem a szkieletem.

Tabela 11 - Zestawienie nośności rozpatrywanych paneli.

Lp.	typ poszycia	grubość poszycia	typ łącznika	rozstaw łączników	nośność panelu - poszycie jednostr.	nośność panelu - poszycie obustr.	rozstaw łączników	nośność panelu - poszycie jednostr.	nośność panelu - poszycie obustr.	rozstaw łączników	nośność panelu - poszycie jednostr.	nośność panelu - poszycie obustr.	rozstaw łączników	nośność panelu - poszycie jednostr.	nośność panelu - poszycie obustr.
-	-	mm	-	mm	kN	kN	mm	kN	kN	mm	kN	kN	mm	kN	kN
1	OSB	12	zszywka 1,5x65	30	65,66	131,31	50	39,39	78,79	100	19,70	39,39	150	13,13	26,26
2		15			65,66	131,31		39,39	78,79		19,70	39,39		13,13	26,26
3		22			66,92	133,84		40,15	80,30		20,08	40,15		13,38	26,77
4	sklejka	9			60,61	121,21		36,36	72,73		18,18	36,36		12,12	24,24
5		12			65,66	131,31		39,39	78,79		19,70	39,39		13,13	26,26
6		15			65,66	131,31		39,39	78,79		19,70	39,39		13,13	26,26
7		21			65,66	131,31		39,39	78,79		19,70	39,39		13,13	26,26
8		24			65,66	131,31		39,39	78,79		19,70	39,39		13,13	26,26
9	OSB	12	gwóźdź profilowany 2,8x65	40	62,50	125,00	50	50,00	100,00	100	25,00	50,00	150	16,67	33,33
10		15			68,18	136,36		54,55	109,09		27,27	54,55		18,18	36,36
11		22			76,70	153,41		61,36	122,73		30,68	61,36		20,45	40,91
12	sklejka	9			60,61	121,21		48,48	96,97		24,24	48,48		16,16	32,32
13		12			66,29	132,58		53,03	106,06		26,52	53,03		17,68	35,35
14		15			72,92	145,83		58,33	116,67		29,17	58,33		19,44	38,89
15		21			78,60	157,20		62,88	125,76		31,44	62,88		20,96	41,92
16		24			77,65	155,30		62,12	124,24		31,06	62,12		20,71	41,41

Jednocześnie, zgodnie z proponowanym rozwiązaniem, założono przekazywanie sił wynikających z przeciwstawienia się obrotowi panelu (normowe $F_{i,c,Ed}$ oraz $F_{i,t,Ed}$) liniowo na słupy ramy konstrukcji głównej z drewna klejonego warstwowo, dlatego pominięto wymagane normą sprawdzenie ściskania w poprzek włókien elementów poziomych (jak podwaliny) – wspomniane słupy opierają się podstawą na głowicach słupów niższych kondygnacji, więc ściskanie w poprzek włókien nie występuje.

Sprawdzono natomiast potencjalny wpływ ściskania wzdłuż włókien od siły $F_{i,c,Ed}$. Kombinacja 6.10b [PN-EN 1990] z użyciem obciążeń stałych i użytkowych powierzchni biurowych (bez wiatru) z wymiarowaniem uwzględniającym właściwy współczynnik $k_{mod}=0,8^{62}$ jest decydująca do czterech kondygnacji łącznie, natomiast dla konstrukcji wyższych decyduje kombinacja, w której stosuje się uwzględnienie wiatru i współczynnika $k_{mod}=0,9$. Oznacza to, że oddziaływania wiatru są pomijalne dla ściskania wzdłuż włókien aż do piątej kondygnacji, od której należy je uwzględniać, przy poziomie dziesiątym powodując wyężenie słupa ze względu na ściskanie o 8,6% większe niż przy pominięciu wiatru.

Analogicznie, dla siły odrywającej, $F_{i,t,Ed}$ stwierdzono, że siły stabilizujące słup zgodnie z kombinacją EQU (wzór 6.10), a więc obciążeniami stałymi pomniejszonymi współczynnikiem $\gamma=0,9$, w lokalizacji centralnej rdzenia przeważają wspomnianą obliczeniową siłę destabilizującą – co sprawia, że odrywanie między słupami ram z drewna klejonego warstwowo nie zajdzie. Wartość $F_{i,t,Ed}$ jest jednak istotna przy projektowaniu połączenia między skrajnym słupkiem panelu ściennego a słupem konstrukcji głównej.

Jednocześnie należy wyraźnie podkreślić, że w przypadku wewnętrznej i zewnętrznej lokalizacji rdzenia wspomniane siły stają się istotne zarówno dla wymiarowania słupów konstrukcji głównej z drewna klejonego warstwowo, jak i połączeń między nimi – zwłaszcza węzła międzykondygnacyjnego podstawa - głowica słupa. Dla wstępnie dobranego rozwiązania istnieje bezsprzecznie konieczność dokonania odpowiednich obliczeń.

Mając na uwadze powyższe, po uzyskaniu najwyższej nośności obliczeniowej spośród rozważanych paneli (wariant 16) o wartości $F_{v,Rd}=155,30$ kN, przeanalizowano wpływ działania siły równej wspomnianej nośności na pozostałe istotne elementy hybrydowego układu: rygiel stropowy, słup z DKW oraz połączenie między panelem a elementami z DKW.

⁶² Wartość współczynnika k_{mod} uzależniona jest od długotrwałości działającego najkrócej spośród użytych przypadków obciążeń w danej kombinacji, np. dla kombinacji z wiatrem jako obciążeniem o najkrótszym czasie trwania (tzw. obciążenie krótkotrwałe) jest to wartość 0,9, natomiast ze śniegiem (obciążenie średniotrwałe) jako najkrótszym jest to 0,8.

Dla rygla jest to siła ściskająca. Zabezpieczony przed wyboczeniem w płaszczyźnie stropu element, który z powodzeniem mógłby przenieść takie oddziaływanie (z pominięciem innych oddziaływań) ma przekrój minimalny 8x14 cm, znacznie mniejszy niż belkowe elementy stropowe zwymiarowane w jednym z poprzednich rozdziałów. Najmniejszy element spośród wcześniej rozważanych, który (na skutek lokalizacji w układzie) mógłby pełnić rolę rygla stropowego dla niniejszego rozwiązania rdzenia usztywniającego, to belka stropowa 12x28 cm z drewna C24 z wariantu B1, która, ze względu na budowę wewnętrzną stropu, w osi słupów występuje w wariancie podwojonym, zamykając dwa sąsiadujące panele. Jeśliby uwzględnić dla wspomnianej podwojonej belki, zabezpieczonej przed zwichrzeniem i wyboczeniem w płaszczyźnie stropu (współczynniki k_{crit} i $k_{c,z}$ równe 1, więc pominięte) uzyskaną siłę ściskającą od wiatru, dokonać modyfikacji współczynnika k_{mod} dla właściwego obciążeniom krótkotrwałym, pomijając zmianę współczynników obciążeniowych zgodnie z [PN-EN 1990] 6.10b, a więc nie traktując żadnego z obciążeń zmiennych (użytkowego, wiatru) jako towarzyszącego, a oba jako główne (co da zdecydowanie bardziej niekorzystne wyniki), sprawdzenie decydującego SGN zginania ze ściskaniem zakończyłoby się wynikiem pozytywnym, jak niżej:

$$\sigma_{m,d} = \frac{5,64}{2} = 3,32 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 19,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{(155\,300 \div 2)}{(120 \times 280)} = 2,31 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 15,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right) = \left(\frac{3,32}{19,00}\right)^2 + \left(\frac{2,31}{15,12}\right) = 0,18.$$

Skutkuje to wnioskiem, że siła ściskająca od oddziaływań wiatru ma niewielkie znaczenie w wymiarowaniu rygla (wytężenie wynikające ze Stanów Granicznych Nośności zwiększone w stosunku do samego zginania o mniej niż 3%).

W przypadku słupów, ich przekrój musiałby być indywidualnie dobierany ze względu na lokalizację (obciążenia przypadające z czterech ćwiartek pól stropów siatki modularnej 5,4 x 5,4 m dla słupów w strefach centralnej, wewnętrznej i od wewnętrznej strony strefy zewnętrznej, natomiast z jednej lub dwóch ćwiartek w przypadku słupów biegnących po obwodzie obiektu). Siła ściskająca słup, będąca wynikiem oddziaływania wiatru, ma dla rozpatrywanego przypadku (panelu o długości 5 i wysokości 3,3 m) wartość:

$$F_{i,c,Ed} = \frac{F_{v,Rd} \cdot h}{b} = \frac{155,30 \cdot 3,3}{5} = 102,50 \text{ kN}.$$

Dla słupa narożnego budynku jednokondygnacyjnego (o najmniejszej sile stabilizującej) charakterystyczna siła ściskająca od ciężaru własnego konstrukcji głównej

i stropu (jak z wariantu A2 z pominięciem ścian) będzie wynosiła zaledwie ok. 18 kN przy niemal 21 kN od obciążeń użytkowych, więc siła ściskająca od oddziaływań wiatru będzie miała znaczenie dominujące, natomiast w przypadku siły ściskającej od konstrukcji głównej i stropów wewnętrznego słupa parteru konstrukcji dziesięciokondygnacyjnej będzie to odpowiednio ok. 705 i 875 kN, a więc siła ściskająca od oddziaływań wiatru będzie stanowiła część zdecydowanie mniejszą (12% sumy od stałych i wiatru). Pomijając ewentualne zginanie, słup kwadratowy z DKW GL24h w pierwszym przypadku musiałby mieć przekrój o wymiarze krawędzi równym minimum 16 cm (wynikające z kombinacji z wiatrem), natomiast w drugim 38 cm (decyduje kombinacja bez wiatru). Zgodnie z doświadczeniem autora, inne czynniki (konieczność zapewnienia odporności ogniowej, wymiary kształtowanych połączeń) sprawiają, że rzeczywiście projektowane słupy mają wymiary zdecydowanie większe niż pierwszy z uzyskanych – a więc znów wpływ oddziaływań wiatru należy uznać za mający mniejsze znaczenie, choć wymagający sprawdzenia.

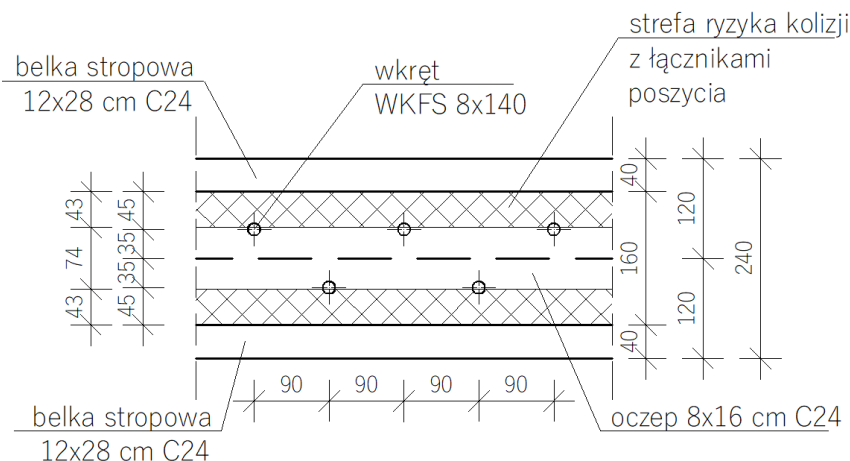
Ostatnim z istotnych zagadnień jest możliwość ukształtowania połączenia między słupkami/oczepek szkieletu panelu a ramą z drewna klejonego warstwowo. W rozpatrywanym przypadku siła obliczeniowa przypadająca na metr bieżący takiego połączenia wynosi:

$$F_{lin,Ed} = \frac{F_{v,Rd}}{L} = \frac{155,30}{5} = 31,06 \text{ kN/m.}$$

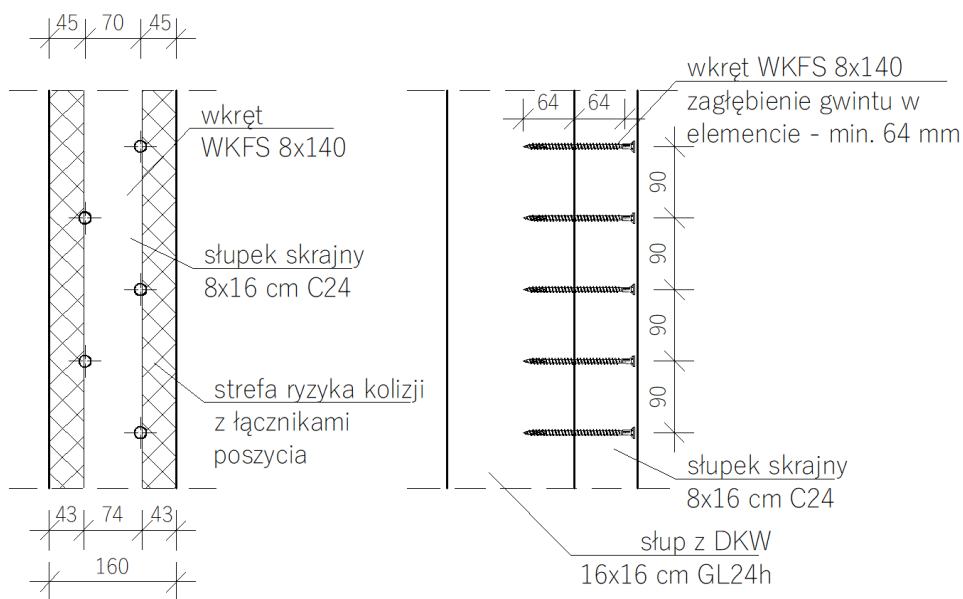
Typowym połączeniem w konstrukcjach drewnianych jest złącze ścinane wykonywane za pomocą wkrętów o pełnym gwincie, które są równomiernie zagłębione w obu łączonych elementach, a wkręca się je prostopadle do powierzchni słupka drewnianego szkieletu. W rozpatrywanym przypadku takie połączenie również będzie miało wystarczającą nośność i z powodzeniem mogłoby znaleźć zastosowanie. Poniżej przedstawiono przykładowe rozwiązanie, uwzględniające wyzwania związane z zachowaniem wymaganych odległości osiowych między łącznikami oraz między łącznikiem a krawędziami elementów drewnianych, a także strefą ryzyka kolizji, gdzie występują łączniki płyta poszycia-słupek o dużym zagęszczeniu (dla płyty 12 mm i łączników o długości 65 mm strefa zawiera się w wymiarze 43 mm). W przykładzie użyto wkręty o łbie stożkowym i pełnym gwincie typu WKFS polskiej firmy Klimas, na podstawie [ETA-18/0817, Klimas]. Minimalne odległości dla wkrętów ze wstępnym nawierceniem wynoszą:

- pomiędzy wkrętami wzdłuż włókien – 40 mm,
- pomiędzy wkrętami w poprzek włókien – 24 mm,
- pomiędzy wkrętem a krawędzią elementu drewnianego w poprzek włókien – 24 mm.

Rysunek 109 i Rysunek 110 przedstawiają schematy wykonania połączeń dla przypadków oczep-rygiel oraz słupek skrajny-słup dla najmniejszych (najbardziej niekorzystnych dla rozstawu) wyżej przedstawionych elementów stropu (podwojona belka 12x28 cm z drewna litego C24), słupa budynku jednokondygnacyjnego (16x16 cm z DKW GL24h) oraz założonego słupka skrajnego/oczepu (8x16 cm z drewna litego C24).



Rysunek 108 - Połączenie oczep panelu-belki stropowe, widok z dołu, nieopisane wymiary w mm.



Rysunek 109 - Połączenie słupka skrajnego panelu-słup z DKW, nieopisane wymiary w mm.

Nośność obliczeniowa szeregu wkrętów 8x140 dla siły działającej wzdłuż włókien drewna na metrze bieżącym w rozstawie $a = 0,09$ m (z zachowaniem ułożenia w tzw. mijankę, umożliwiającą uzyskanie liczby efektywnej wkrętów równej ich liczbie rzeczywistej) wynosi:

$$F_{\text{lin,Rd}} = \frac{F_{\text{Rk}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_{\text{M}} \cdot a} = \frac{4,39 \cdot 0,9}{1,3 \cdot 0,09} = 33,77 \text{ kN/m},$$

co sprawia, że jest wystarczająca:

$$F_{\text{lin,Rd}} = 33,77 \text{ kN} > F_{\text{lin,Ed}} = 31,06 \text{ kN/m}.$$

Jednocześnie należy zaznaczyć, że siła ściskająca wynikająca z oddziaływania wiatru jest przyłożona w pierwszej kolejności do rygla ramy z DKW, następnie liniowo przekazana na oczep panelu i równocześnie, za pomocą odpowiednich łączników, na poszycie – stąd rygiel z DKW stanowi w niniejszym rozwiązaniu zastąpienie skrajnego elementu tarczy ściennej w rozumieniu konstrukcji homogenicznej, a sam oczep nie musi być sprawdzany – oddziaływania w nim, jako elemencie o charakterze transferowym, są nieznaczne. Podobna sytuacja następuje w przypadku słupka skrajnego, stanowiącego pośrednie ogniwo łańcucha transferu sił pomiędzy poszyciem a słupem z DKW.

Finalnie, powyżej przedstawione zestawienie (Tabela 11) posłużyło do porównania uzyskanych nośności z siłami dystrybuowanymi na najbardziej obciążone ściany rdzenia usztywniającego. Pozwoliło to na przyporządkowanie danemu wariantowi panelu maksymalnej liczby kondygnacji budynku, dla której mogą przenieść siły wynikające z oddziaływań wiatru, przypadające na najbardziej obciążoną ścianę parteru. Wyniki obrazuje Tabela 12.

Tabela 12 - Zestawienie maksymalnej liczby kondygnacji możliwej, dla której można użyć sprawdzanych panel w charakterze ścian rdzenia usztywniającego.

Lp.	typ poszycia	grubość poszycia	typ łącznika	rozstaw łączników	Maksymalna liczba kondygnacji						rozstaw łączników	Maksymalna liczba kondygnacji						rozstaw łączników	Maksymalna liczba kondygnacji						rozstaw łączników	Maksymalna liczba kondygnacji					
					strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna	strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna		strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna	strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna		strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna	strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna		strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna	strefa centralna	strefa wewnętrzna	strefa zewnętrzna
-	-	mm	-	mm	POSZYCIE JEDNOST.			POSZYCIE OBUST.			mm	POSZYCIE JEDNOST.			POSZYCIE OBUST.			mm	POSZYCIE JEDNOST.			POSZYCIE OBUST.			mm	POSZYCIE JEDNOST.			POSZYCIE OBUST.		
1	OSB	12	zszywka 1,5x65	30	2	1	1	3	2	1	50	1	1	0	2	1	1	100	1	0	0	1	1	0	150	0	0	0	1	0	0
2		15			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
3		22			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
4	sklejka	9			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
5		12			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
6		15			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
7		21			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
8	OSB	24			2	1	1	3	2	1		1	1	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0		0	0	0	1	0	0
9		12	gwóźdź profilowany 2,8x65	40	2	1	1	3	2	1	50	1	1	1	2	1	1	100	1	0	0	1	1	1	150	1	0	0	1	1	0
10		15			2	1	1	3	2	1		1	1	1	2	1	1		1	0	0	1	1	1		1	0	0	1	1	0
11		22			2	1	1	3	2	1		2	1	1	3	2	1		1	0	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0
12		9			2	1	1	3	2	1		1	1	1	2	1	1		1	0	0	1	1	1		1	0	0	1	1	0
13		12			2	1	1	3	2	1		1	1	1	2	1	1		1	0	0	1	1	1		1	0	0	1	1	0
14		15			2	1	1	3	2	1		2	1	1	3	2	1		1	0	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0
15		21			2	1	1	3	2	1		2	1	1	3	2	1		1	0	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0
16		24			2	1	1	3	2	1		2	1	1	3	2	1		1	0	0	2	1	1		1	0	0	1	1	0

6.5.5 Weryfikacja obliczeniowa – Metoda Elementów Skończonych

Na podstawie powyższego zestawienia wyselekcjonowano panel, który oceniono jako posiadający największy potencjał rzeczywistego zastosowania – zbudowany ze szkieletu drewnianego poszytego obustronnie płytą OSB/3 grubości 12 mm za pomocą ściegu gwoździ profilowanych 2,8x65 mm w rozstawie 40 mm. O wyborze zdecydowały następujące czynniki:

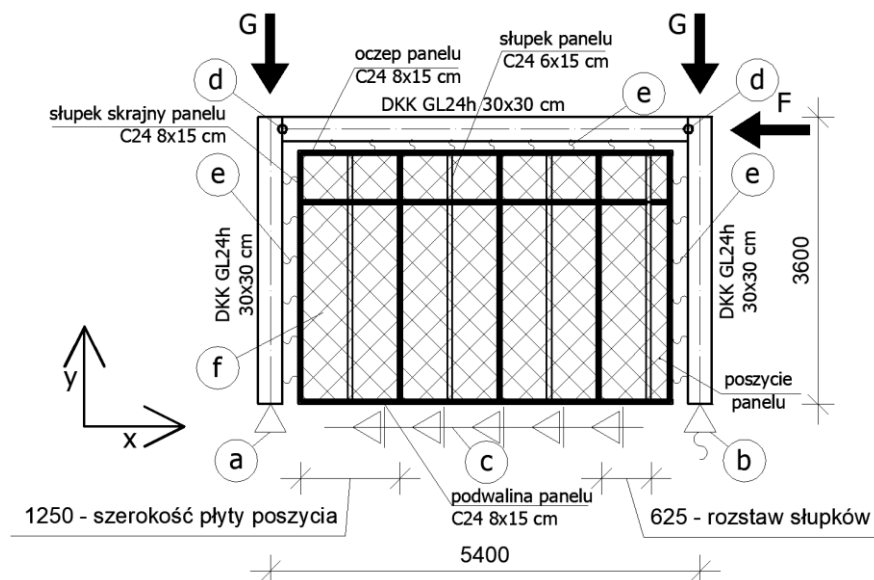
- możliwość użycia w konstrukcji trzykondygnacyjnej – najwyższej, jaką można uzyskać za pomocą zaproponowanych rozwiązań zgodnie z analizą przeprowadzoną metodą normową,
- najniższe, zgodnie z wiedzą autora, koszty materiałowe spośród rozwiązań wystarczająco nośnych, by móc ich użyć w konstrukcji trzykondygnacyjnej (nośność obliczeniowa $F_{v,Rd} = 125$ kN przy sile przypadającej na najbardziej obciążoną ścianę $F_{v,Ed} = 112,34$ kN).

Dla wskazanego rozwiązania w lokalizacji centralnej rdzenia usztywniającego przeprowadzono obliczenia metodą alternatywną – Metodą Elementów Skończonych. Wykorzystano program Dlubal RFEM w wersji 6.06.0013 wyposażony w użyte do analizy rozszerzenia:

- projektowanie konstrukcji drewnianych,
- powierzchnie wielowarstwowe.

W programie stworzono trójwymiarowy model prętowo-powierzchniowy. Założenia w schematyczny sposób przedstawia Rysunek 110. Panel z lekkiego szkieletu o wymiarach 5,0 x 3,4 m zbudowano z prętów reprezentujących słupki w rozstawie 625 mm, podobnie jak podwalinę oraz oczep wykonane z drewna C24 (zdefiniowanego jako materiał izotropowy, liniowo-sprężysty, o $E_{0,mean} = 11\,000$ N/mm², $G_{mean} = 690$ N/mm²). Poszycie zamodelowano jako powierzchnie z OSB/3, mimośrodowo przesunięte względem prętów szkieletu, o właściwościach typowych dla płyt grubości 10-18 mm (materiał ortotropowy, liniowo-sprężysty, o $E_x = 3\,800$ N/mm², $E_y = 3\,000$ N/mm², $G_{xy} = 650$ N/mm²). Szkielet powiązano z poszyciem za pomocą tzw. liniowych „połączeń sztywnych” (zgodnie z nomenklaturą programu) – o zablokowanych kierunkach równoległym oraz prostopadłym do krawędzi płyty zadaną sprężystością odpowiadającą podatności łączników zgodnie z rozdziałem 7.1 [PN-EN 1995-1-1]. Powierzchnię wpisano w ramę z drewna klejonego warstwowo, składającą się z pary słupów i rygla o przekrojach 30 x 30 cm z drewna GL24h (zdefiniowanego jako materiał izotropowy, liniowo-sprężysty, o $E_{0,mean} = 11\,500$ N/mm², $G_{mean} = 650$ N/mm²). Panel powiązano z ramą analogicznym „połączeniem sztywnym” jak wyżej, uwzględniając jednak

inny typ i rozstaw łączników (wkręty stalowe pełnogwintowe o średnicy 8 mm i długości 140 mm z gwintem zagłębionym równomiernie w oba elementy łączone, typu np. Klimas WKFS, jak w poprzednim rozdziale). Słupy i rygiel połączono węzłami przegubowo-nieprzesuwnymi. U podstaw słupów zamodelowano podpory przegubowo-nieprzesuwnne.



Rysunek 110 - Schematyczne przedstawienie proponowanej ściany usztywniającej zamodelowanej dla potrzeb obliczeń numerycznych.

Rysunek 110 zawiera symbole, objaśniające poszczególne elementy modelu i reprezentujące warunki brzegowe:

- podpora podstawy słupa z DKW przeciwnego do przyłożonego obciążenia od wiatru, przegubowo-nieprzesuwna,
- podpora podstawy słupa z DKW przyległego do przyłożonego obciążenia od wiatru, przegubowo-nieprzesuwna, w której uwzględniono możliwość oderwania w postaci sprężystości umożliwiającej przemieszczenie wyłącznie w górę, o założonej podatności równej połączeniu z zastosowanymi dwiema dwuciętymi śrubami stalowymi M20 przeprowadzonymi przez otwory w blasze stalowej – $K_{ser} = 30\,000\text{ kN/m}$,
- liniowa podpora podstawy panelu - zablokowano wyłącznie przesuw w kierunku x, założono możliwość oderwania i brak możliwości docisku (np. dylatację od strony podłogi wykonaną za pomocą materiału o wystarczająco dużej sprężystości),
- połączenia między głowicami słupów z DKW a ryglem stropowym przegubowo-nieprzesuwnne,

- e. przeguby liniowe na połączeniu między panelem a ramą z DKW z uwzględnieniem podatności na przemieszczenie o wartości właściwej dla wkrętów pełnogwintowych 8x140 umieszczonych w rozstawie 100 mm ($K_{ser} = 29\,940$ kN/m), wkręcanych prostopadłe do powierzchni drewna,
- f. panel, składający się ze szkieletu w postaci słupków skrajnych, podwaliny i oczepu z drewna C24 o przekroju 8x15 cm, słupków wewnętrznych z drewna C24 o przekroju 6x15 cm, powiązanych z przyłożonymi do nich obustronnie mimośrodowo powierzchniami płyt z OSB/3 o grubości 12 mm za pomocą „połączeń sztywnych” o podatności zgodnej z założonym ścięciem łączników, obliczonej za pomocą programu z wynikiem 21 493 kN/m.

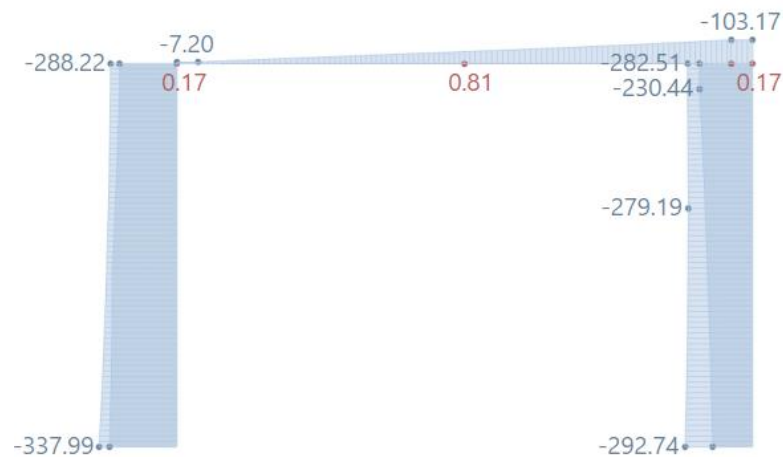
Model obciążono siłami w węzłach głowic słupów:

- F – obciążenie przypadające na rozpatrywaną ścianę od wiatru o wartości obliczeniowej 112,34 kN, a więc wprowadzonej jako charakterystyczna 74,89 kN,
- G – obciążenia reprezentujące stabilizujące działanie obciążeń stałych od stropów (zgodnych z wariantem A2 z rozdziału, w którym analizowano stropy hybrydowe drewniane) i elementów konstrukcyjnych kondygnacji znajdujących się powyżej rozpatrywanych – 211,38 kN.

Obciążenia przyporządkowano właściwym przypadkom, a te kombinacjom zgodnie z [PN-EN 1990]. Następnie przeprowadzono obliczenia numeryczne, korzystając z analizy statycznej, drugiego rzędu (P-delta) – metodą Picarda o jednym przyroście obciążenia (zarówno dla sił osiowych, tnących jak i momentów). Pierwotnie dokonano dyskretyzacji powierzchni automatycznym algorytmem programu z siatką trójkątną i czworokątną (LWE 3 i 4) o maksymalnym wymiarze elementu skończonego równym 200 mm, przy maksymalnym stosunku przekątnych prostokąta równym 1,8. Siatkę zmniejszano dokonując kolejnych iteracji, w których zagęszczano elementy dwukrotnie, aż osiągnięto satysfakcjonującą zbieżność pomiędzy kolejnymi krokami (różnica wyników <1% dla przemieszczeń i naprężeń σ_x i τ_{xy} oraz <6% dla σ_y) – elementami skończonymi o wymiarze 50 i 25 mm, więc za właściwe uznano obliczenia z siatką o maksymalnym wymiarze elementu skończonego równym 50 mm.

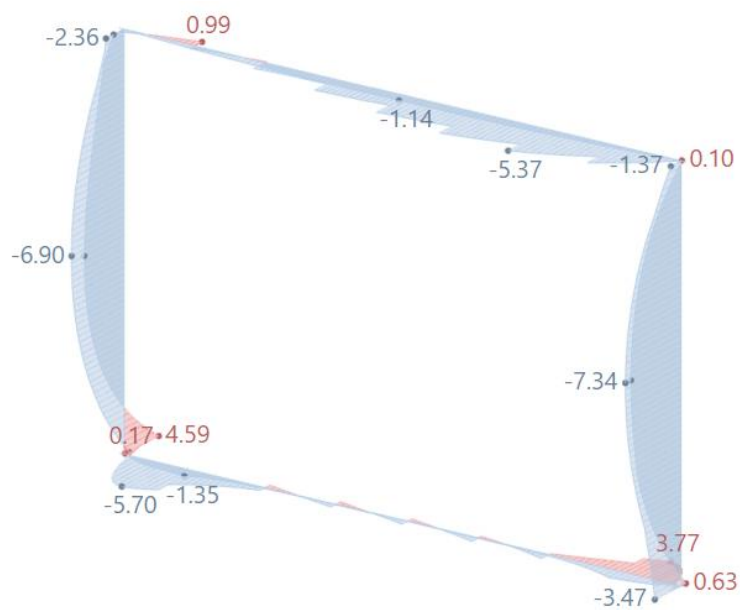
Poniżej przedstawiono wybór istotnych wyników przedstawiających:

- obwiednię SGN w prętach ramy z DKW - sił osiowych N (Rysunek 111),



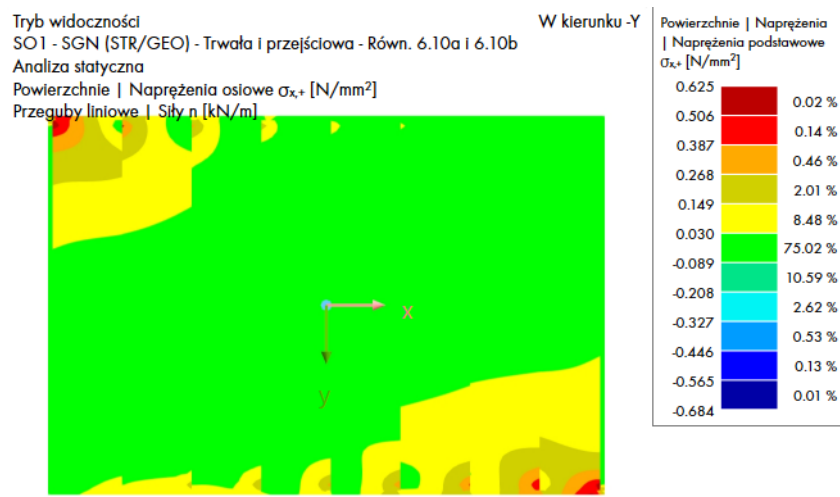
Rysunek 111 – Obwiednia sił osiowych N w prętach ramy z DKW. Wartości w kN.

- obwiednię SGN w prętach obwodowych szkieletu panelu (oczep, podwalina, słupki skrajne) – siły osiowe (Rysunek 112), ściskanie ze znakiem ujemnym,

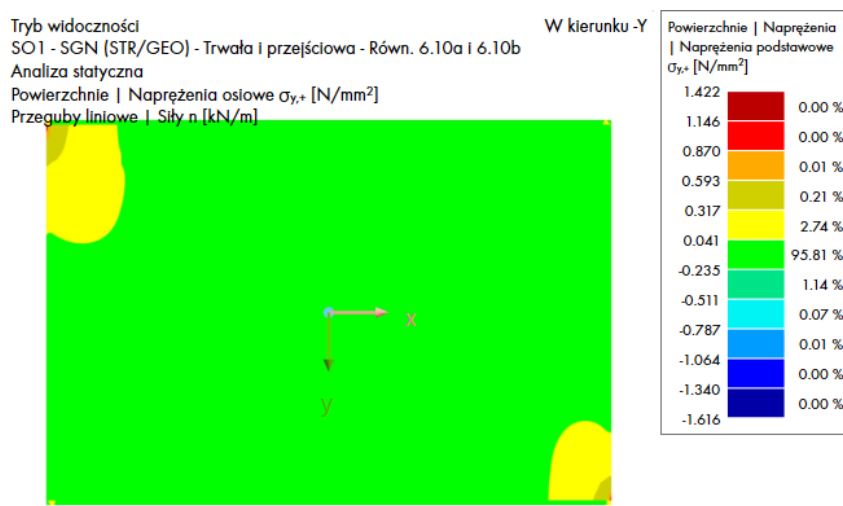


Rysunek 112 - Obwiednia SGN sił osiowych (ściskanie o znaku ujemnym) w prętach szkieletu panelu. Wartości w kN.

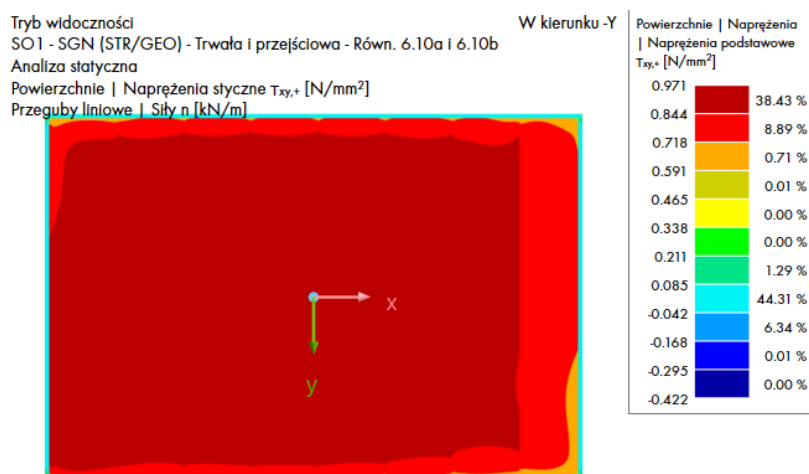
- obwiednię naprężeń SGN w jednej z płyt OSB/3 poszycia panelu: σ_x (Rysunek 113), σ_y (Rysunek 114), τ_{xy} (Rysunek 115).



Rysunek 113 - Obwiednia naprężeń σ_x w płycie poszycia. Wartości procentowe w legendzie obrazują procent powierzchni elementu, przynależący do danego przedziału naprężeń.



Rysunek 114 - Obwiednia naprężeń σ_y w płycie poszycia. Wartości procentowe w legendzie obrazują procent powierzchni elementu, przynależący do danego przedziału naprężeń.



Rysunek 115 - Obwiednia naprężeń τ_{xy} w płycie poszycia. Wartości procentowe w legendzie obrazują procent powierzchni elementu, przynależący do danego przedziału naprężeń.

Decydujące dla wymiarowania, obrazujące największe wyężenie, warunki wykorzystania SGN dla reprezentatywnych elementów układu prezentują się następująco:

- słup z DKW – ściskanie osiowe z wyboczeniem – 22,5% (6.3.2 wg [PN-EN 1995-1-1]),

- rygiel z DKW – ścinanie – 9,2 % (6.1.7),

- oczep i podwalina panelu szkieletowego – ścinanie - 25,6 % (6.1.7),

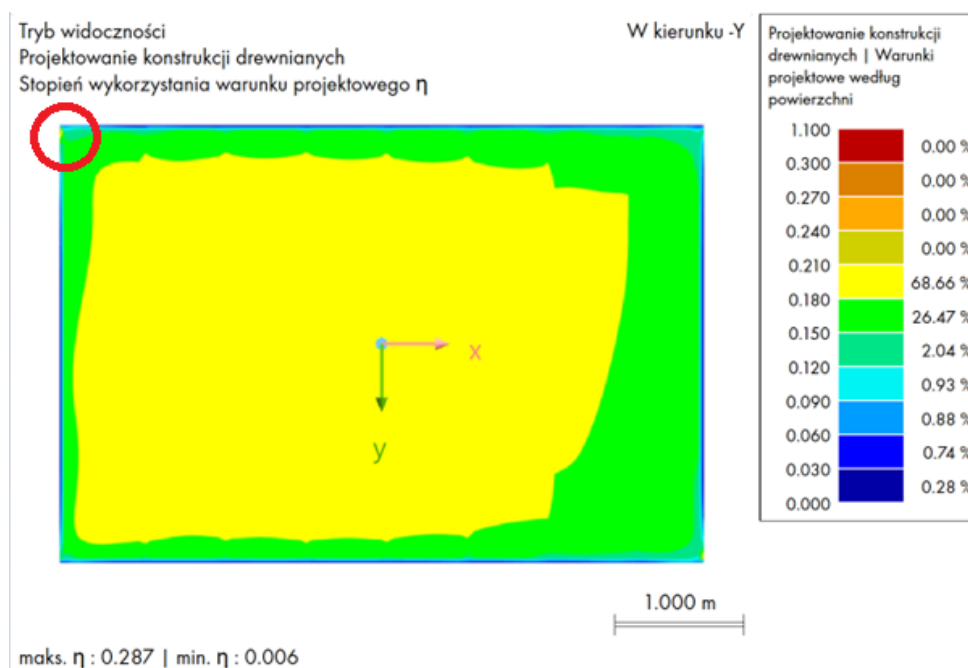
- słupek skrajny panelu szkieletowego – ścinanie - 12,5 % (6.1.7),

- słupek środkowy panelu szkieletowego – ścinanie – 15,0 % (6.1.7),

- płyta poszycia – rozciąganie w poprzek włókien – 28,7 %, zgodnie ze wzorem

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

Jak przedstawiono, elementy są wykorzystane na stosunkowo niskim poziomie – dodatkowo obwiednię wykorzystania wszystkich warunków wymiarowania płyty poszycia przedstawia Rysunek 116.



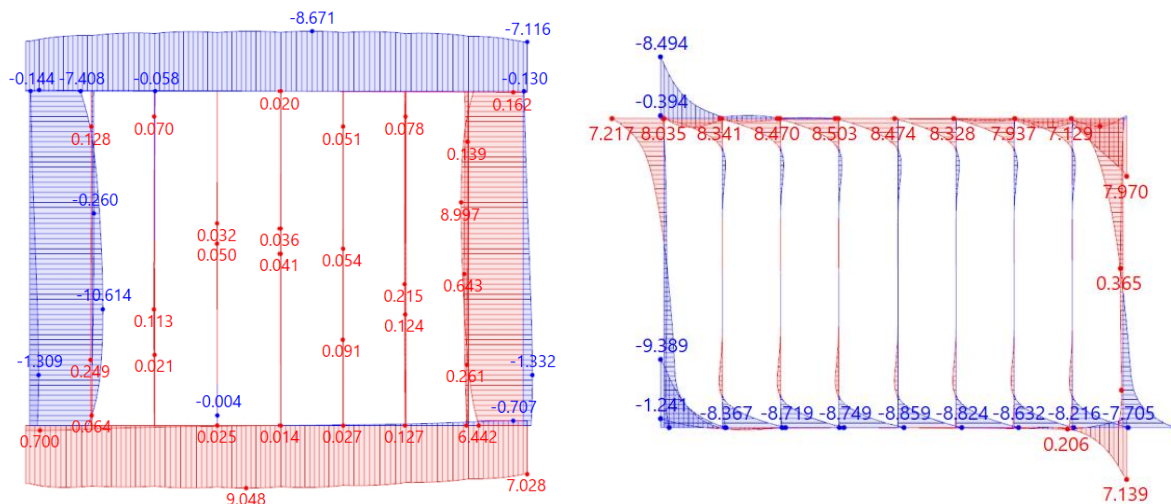
Rysunek 116 - Stopień wykorzystania SGN płyty poszycia panelu z lekkiego szkieletu. Czerwonym okręgiem wskazano miejsce największego wyężenia.

Wskazuje to, zgodnie z metodyką przyjętą w [PN-EN 1995-1-1] i części pracy dotyczącej analizy normowej, że o nośności panelu nie decyduje wykorzystanie poszczególnych elementów, a największy wpływ ma nośność połączenia, wynikająca z właściwości samego łącznika, jego zagłębienia w materiałach łączonych oraz ich typu.

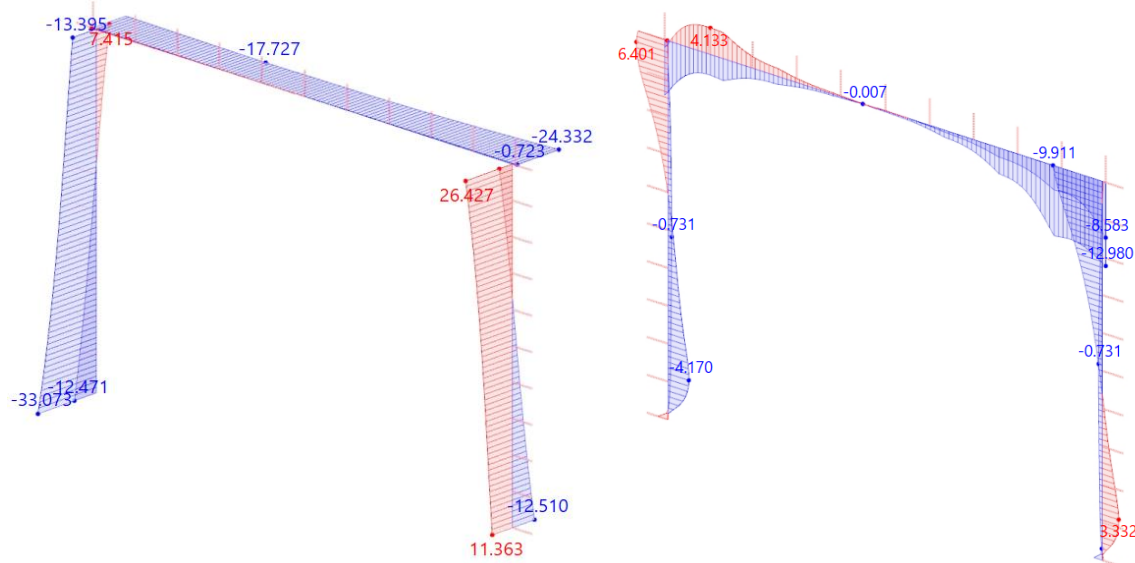
Siły w „połączeniach sztywnych” modelu, a więc siły w połączeniach międzyelementowych przedstawiono na wykresach poniżej (wartości w kN/m):

- dla połączeń między elementami drewnianymi panelu szkieletowego a płytami poszycia – siły wzdłużne i poprzeczne - Rysunek 117,

- dla połączeń między ramą z DKW a panelem szkieletowych – siły wzdłużne i poprzeczne - Rysunek 118.



Rysunek 117 - Siły w połączeniach liniowych płyty poszycia panelu z elementami szkieletu: wzdłużne (po lewej) i poprzeczne (po prawej). Wartości w kN/m.



Rysunek 118 - Siły w połączeniach liniowych elementów z DKW z panelem szkieletowym: wzdłużne (po lewej) i poprzeczne (po prawej). Wartości w kN/m.

Na tej podstawie, uzyskano przybliżone największe wypadkowe sił na obu kierunkach, korzystając z rzeczywistego (w przeciwieństwie do uśrednionego) przedstawienia wyników i przyporządkowując pary sił występujące w tym samym miejscu liniowego połączenia:

- dla połączeń płyty poszycia z elementami szkieletu – $F_{lin,panel,Ed} = 12,05 \text{ kN/m}$,
- dla połączeń między panelem a ramą z DKW – $F_{lin,rama,Ed} = 33,07 \text{ kN/m}$.

Należy zwrócić uwagę, że jest to metoda wystarczająca na potrzeby niniejszej pracy, jednak przy dokładniejszej analizie konkretnych miejsc na połączeniu panelu, można uzyskać wartości niższe, szczególnie stosując właściwe uśrednienia.

Powyższe siły porównano z nośnością łączników zaproponowanych dla tego rozwiązania wcześniej. Dla połączeń płyty poszycia z elementami szkieletu były to stalowe gwoździe profilowane 2,8x65 mm (o $M_{y,Rk} = 3200 \text{ N/mm}^2$, np. Simpson Strong Tie CLNA42.8x65) o nośności obliczeniowej 0,55 kN, co, przy rozstawie $s=0,04 \text{ m}$ (zgodnie z wcześniejszą analizą normową), daje nośność – $F_{lin,panel,Rd} = 13,75 \text{ kN/m}$, a więc wyłączenie rzędu 88%. Należy przypomnieć, że analiza normowa wykazała wyłączenie 90% dla panelu o wymiarach 5,0 x 3,3 m, natomiast ich dostosowanie do wymiarów panelu z analizy normowej (podwyższenie o 10 cm) zmieniłoby wyniki na mniej korzystne, a wyłączenie na ok. 93%, dając różnicę 5 punktów procentowych między typami analizy na korzyść analizy numerycznej.

Nośność wynikająca z analizy normowej opierała się głównie na nośności łącznika. Norma [PN-EN 1995-1-1] w p. 9.2.4.2 (5) dla metody uproszczonej A pozwala ją zwiększyć współczynnikiem 1,2, z czego nie korzysta się przy analizie numerycznej. Uwzględniała dodatkowo szerokość pojedynczej płyty poszycia, a także współczynnik wynikający ze zmodyfikowanego stosunku jej wysokości do szerokości. Analizowano wówczas pojedynczy panel usztywniający, gdyż w metodyce brakowało możliwości uwzględnienia we współpracy ramy z drewna klejonego warstwowo. Natomiast podejście numeryczne, przy niższej nośności łącznika, uwzględnia sztywności wspomnianej ramy, a przede wszystkim przemieszczenia, zachodzące na połączeniach liniowych, zmniejszając siły wewnętrzne. Warto odnotować, że uzyskane maksymalne wartości sił przypadających na łącznik to ekstrema występujące wyłącznie w najbardziej obciążonych miejscach, lokalnie, które widać zwłaszcza na wykresie sił poprzecznych. Gdyby były rozpatrywane jako wartości średnie dla danej linii, wówczas siły poprzeczne miałyby wartości nie większe niż 0,5 kN/m, a wypadkowa miałaby wartość zaledwie ok. 8,5 kN/m (62% wyłączenia).

Dla połączenia między panelem z lekkiego szkieletu a ramą z drewna klejonego warstwowo proponuje się połączenie analogiczne do przedstawionego w analizie normowej – za pomocą wkrętów z pełnym gwintem WKFS 8x140. Wówczas wymiarowano je na siłę wynikającą z obliczeń uproszczonych, o wartości 31,06 kN/m (6% mniejszą). Należy podkreślić, że obliczenia numeryczne wykazują ścisły związek między ściskaniem w słupie ramy głównej (o ekstremach w pobliżu podstawy słupa przeciwległego i głowicy słupa przyległego do przyłożonej siły wiatru) a siłami występującymi w rozważanym połączeniu – czego nie uwzględniała metoda normowa.

Zaproponowane wcześniej wkręty WKDS 8x140 w rozstawie 90 mm byłyby wystarczające, by zapewnić wymaganą nośność, jednak bez zapasu nośności:

$$F_{lin,rama,Rd} = 36,77 \text{ kN/m} > F_{lin,rama,Ed} = 33,07 \text{ kN/m}.$$

W zastosowanej metodyce, sprawdzając wpływ pojedynczych przypadków obciążeniowych, siły charakterystyczne w połączeniu kształtują się w strefie podstawie słupa przeciwnie do siły wiatru następująco:

- od obciążeń stałych – 7,88 kN/m,
- od obciążeń wiatrowych – 14,46 kN/m.

Pokazuje to, że w rzeczywistym przypadku projektowym należałoby dokonać weryfikacji dla maksymalnych obciążeń pionowych, zarówno stałych (powyżej rozpatrywano najłżejszy z wariantowanych stropów), jak i użytkowych (tu dla powierzchni biurowych spowodowałyby wzrost siły obliczeniowej $F_{lin,rama,Ed}$ o ok. 7 kN/m, a w efekcie konieczność zagęszczenia łączników do rozstawu 70 mm). Oznacza to istotny wpływ na wymiarowanie oddziaływań innych niż wiatrowe, czego nie można było uzyskać w metodzie normowej.

Dodatkowo sprawdzono poziome przemieszczenie globalne całego układu. Jego wartość maksymalna wzdłuż osi x wynosi 3,5 mm dla kombinacji quasi-stałej, co spełnia warunek $H/1000$ dla ściany o wysokości 3,6 m, a więc jest wartością więcej niż satysfakcjonującą.

Metoda normowa nie daje możliwości takiego sprawdzenia, więc dokonano ponad powyższe analitycznego sprawdzenia zgodnie z metodą podaną w [Roszczyc, 2020] za [Hoekstra, 2012] z modyfikacjami umożliwiającymi zastosowanie w niniejszym przypadku. Polega ona na zsumowaniu szeregu wartości przemieszczeń wynikających ze składowych ściany usztywniającej zgodnie z poniższym wzorem:

$$u = u_f + u_g + u_{hd} + u_c + u_v + u_{str},$$

gdzie:

- u_f to przemieszczenia spowodowane obrotem płyt poszycia jako efektu podatności złącz płyty poszycia do szkieletu drewnianego,
- u_g to przemieszczenia poszycia od ścinania,
- u_{hf} to przemieszczenia podnoszonego złącza kotwiącego słupka rozciąganego,
- u_c to przemieszczenia podwaliny ściskanej w poprzek włókien,
- u_v to przemieszczenia ścinanych złącz na styku podwaliny i konstrukcji położonej niżej,
- u_{str} to przemieszczenia od ściskania i rozciągania słupków na końcach tarczy.

By dostosować wzór do rozpatrywanego rozwiązania, dodano składową u_{fr} odpowiadającą za przemieszczenie wynikające z podatności łączników na styku panel – rama z drewna klejonego (czyli na trzech z czterech krawędzi), stosując analogię do źródłowego wzoru na podatność połączenia poszycia z elementem szkieletu panelu, po przekształceniu uzyskując:

$$u_{fr} = \frac{F}{K_{ser} \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{2h}{L}\right),$$

gdzie zastosowano wartości ustalone powyżej, w tym siłę charakterystyczną równą 74,89 kN i podatność łączników $K_{ser} = 29\,940$ N/mm.

Obliczono pozostałe składowe, przyjmując wartość zerową (brak przemieszczenia) dla:

- przemieszczenia podnoszonego złącza kotwiącego niwelowanego siłą stabilizującą G,
- przemieszczenia podwaliny ściskanej w poprzek włókien - nie zachodzi,
- przemieszczenia ścinanych złącz na styku podwaliny i konstrukcji położonej niżej –

w analizie numerycznej także pominięto.

Natomiast odkształcenia od ściskania i rozciągania słupków na końcach tarczy zastąpiono analogicznymi dla słupów ramy z drewna klejonego warstwowo, które w rozpatrywanym przypadku pełnią taką funkcję.

W efekcie uzyskano:

$$u = u_f + u_g + u_{hd} + u_c + u_v + u_{str} + u_{fr} = 4,91 + 3,17 + 0 + 0 + 0 + 0,10 + 0,01 \\ = 8,19 \text{ mm}.$$

Obliczone w ten sposób przemieszczenie jest ponad dwukrotnie wyższe niż wynikające z analizy numerycznej, spełniając warunek H/300, jednak nie H/500. Norma [PN-EN 1995-1-1] nie podaje warunków ograniczających przemieszczenie poziome, co sprawia, że ocena przydatności wymagałaby dokładniejszej analizy jego skutków.

Podsumowując, analiza numeryczna potwierdza możliwość wykorzystania proponowanego rozwiązania w postaci hybrydowego drewnianego rdzenia usztywniającego z ramy z drewna klejonego warstwowo i paneli z lekkiego szkieletu drewnianego w lokalizacji centralnej dla rozpatrywanego przypadku trzykondygnacyjnego biurowca. Co więcej, pozwala ona także na sprawdzenie miejsc nieuwzględnionych w metodyce Eurokodu. W efekcie umożliwia to ocenę prętów ramy z DKW i ich połączeń. Obliczenia numeryczne pozwalają także na dokładniejszą analizę ściegów łączników wewnętrznych panelu i dystrybucję gwoździ lokalnie zależną od odczytanych tam sił w sposób bardziej zaawansowany niż na podstawie analizy normowej, która wymaga rozstawu równomiernego, dopuszcza jedynie nie więcej niż

dwukrotne zwiększenie rozstawu na słupkach środkowych w stosunku do tego, który przypada na słupki skrajne.

Mimo częściowo korzystniejszych wyników obliczeń analizy numerycznej (dla samego panelu), nie są one jednak o tyle lepsze, by pozwalały przesunąć ograniczenia, które proponowanemu rozwiązaniu wykazała analiza normowa. Nie pozwoliły one na uzyskanie nośności, umożliwiającej zwiększenie liczby kondygnacji rozpatrywanego budynku lub przeniesienie rdzenia usztywniającego poza lokalizację centralną.

6.5.6 Ocena wyników i wnioski

Zgodnie z powyższym, przeanalizowano 16 wariantów paneli usztywniających z lekkiego szkieletu drewnianego. Najbardziej obiecujący (wariant 9 z poszyciem dwustronnym i największym zagęszczeniem łączników poszycia) sprawdzono także alternatywną metodą obliczeniową. Na tej podstawie dokonano oceny wspomnianego wariantu 9, a także analogicznej dla wariantu 15, jako dającego największą nośność. Oceny dokonano zgodnie z wcześniej opisanymi kryteriami. Jej wyniki obrazuje Tabela 13.

Tabela 13 - Oceny wybranych wariantów proponowanych rozwiązań ścian rdzenia usztywniającego.

Wariant		9	15
typ i grubość poszycia		OSB/3 gr. 12 mm obustronnie	sklejka gr. 21 mm obustronnie
typ łącznika		gwóźdź profilowany 2,8x65 mm	gwóźdź profilowany 2,8x65 mm
rozstaw łączników		4 cm	4 cm
Kryterium oceny		Ocena	
1.	Możliwość zastosowania w budynku biurowym wysokim	Nie spełniono.	Nie spełniono.
2.	Możliwość zastosowania w budynku biurowym średniowysokim	Nie spełniono.	Nie spełniono.
3.	Maksymalna liczba kondygnacji dla rdzenia o lokalizacji centralnej	3	3
4.	Maksymalna liczba kondygnacji dla rdzenia o lokalizacji wewnętrznej	2	2
5.	Maksymalna liczba kondygnacji dla rdzenia o lokalizacji zewnętrznej	1	1

Powyższa analiza i ocena pozwala na wyciągnięcie szeregu wniosków, które przedstawiono poniżej.

1. **Żadne z analizowanych rozwiązań nie spełniło wymagań, umożliwiających zastosowanie go w warunkach, które w pierwszej części pracy określono, jako będące zasadniczą granicą dla większości konstrukcji homogenicznych drewnianych (10 kondygnacji) przy zastosowaniu przyjętych założeń, a więc zastosowaniu pojedynczego hybrydowego rdzenia usztywniającego w konstrukcji o wymiarach w rzucie 27 x 27 m. Co więcej, **żadne nie jest właściwe dla budynków wysokich i średniowysokich.****
2. **Najwyższym budynkiem biurowym o proponowanym rdzeniu usztywniającym może być obiekt trzykondygnacyjny, dodatkowo obciążony ograniczeniem w postaci centralnej lokalizacji rdzenia.**
3. **Lokalizacja rdzenia, a więc efekty wystąpienia momentu skręcającego konstrukcję i wpływ na dystrybucję i wartość sił od wiatru na poszczególne ściany ma zasadnicze znaczenie dla możliwości zastosowania proponowanego rozwiązania.** Dla lokalizacji wewnętrznej jako maksimum określono dwie, a dla zewnętrznej zaledwie jedną kondygnację.
4. **Analiza wskazuje konieczność stosowania poszycia podwójnego, dwukrotnie zwiększającego nośność ściany.** Ściany poszyte jednostronnie znajdują zastosowanie wyłącznie w budynkach do dwóch kondygnacji – przy największych zagęszczeniach łączników.
5. **Rozwiązania dające najlepsze wyniki cechują się rzadkością zastosowania w rzeczywistym budownictwie ze względu na czaso-, praco- i materiałochłonność wykonania (grubość poszycia, zagęszczenia łączników).** Co więcej, zakładają one brak otworów (np. na stolarkę czy przejść instalacyjnych), które pogorszyłyby wyniki. Nie uwzględniają także cech przegrody innych niż konstrukcyjne, który w dalszym stopniu mogłyby pogorszyć ocenę przy zastosowaniu innych kryteriów, jak dotyczących cech szczelnościowych, akustycznych czy konieczności zastosowań rozwiązań poprawiających estetykę. Niemniej jednak w znacznym stopniu mogą być one prefabrykowane.
6. **Wydaje się, że osiągnięto graniczne możliwości rozwiązania opartego na przedstawionych zasadach konstrukcyjnych.** Dodatkowe obliczenia, nie uwzględniające praktycznej stosowalności materiałów (sklejka grubości 40 mm, gwoździe o średnicy 3,4 mm) poprawiły wyniki w sposób nieznaczny, nie wpływając na ogólną ocenę.

7. Zastosowanie rozwiązania z panelem z lekkiego szkieletu wpisanym w ramę z drewna klejonego warstwowo, niezależnie od kryteriów oceny i ograniczeń nałożonych poprzez zdefiniowanie układu, wskazuje na **niewątpliwe korzyści z użycia hybrydowej drewnianej ściany usztywniającej w porównaniu z analogiczną homogeniczną ścianą usztywniającą z lekkiego szkieletu drewnianego:**
- ograniczenie niedogodności związanych z miażdżeniem elementów belkowych drewnianych poddanych ściskaniu w poprzek włókien, co, przy siłach uzyskanych jak w rozpatrywanych przypadkach, a więc w budynkach wielokondygnacyjnych, ma bardzo duże znaczenie,
 - niskie wyężenie prętowych elementów panelu, co umożliwia ich optymalizację i projektowanie właściwe ze względów innych niż konstrukcyjne - np. dla stworzenia ściany o słupkach, które są połączone z poszyciem tylko z jednej strony, z drugiej zachowując dylatację, co znacząco poprawi cechy akustyczne.

7 Podsumowanie, wnioski, kierunki dalszych badań

Początkowy rozdział niniejszego opracowania „Cel pracy” zawierał zestaw pytań, które postawiono jako reprezentujące wiodącą ideę przyświecającą niniejszej rozprawie – zdiagnozowania ograniczeń towarzyszących homogenicznym konstrukcjom drewnianym w obiektach o nie mniej niż dwóch kondygnacjach drewnianych oraz przedstawienia i dokonania oceny efektywności potencjalnych rozwiązań, przeciwdziałających tym ograniczeniom. Mają one służyć dalszej popularyzacji budownictwa drewnianego, uznanej za korzystną w kontekście tej gałęzi gospodarki, a są bezpośrednio związane z hybrydyzacją drewnianą – połączeniem systemów homogenicznych w taki sposób, by zmaksymalizować ich zalety, redukując znaczenie wad. Postawione sześć pytań tworzyło logicznie powiązany system, w którym odpowiedź na pytanie poprzedzające stawała się podstawą odpowiedzi na pytanie następujące. Miały one następujące brzmienie:

1. Jakie ograniczenia mają konstrukcje z drewna masywnego i lekkiego szkieletu?
2. Jakie korzyści niesie w sobie stosowanie konstrukcji hybrydowych, w których drewno łączy się ze stalą i żelbetem, a więc jakie wady konstrukcji drewnianych są kompensowane przez inne materiały?
3. Jakie rozwiązania z zakresu hybrydowych konstrukcji drewnianych z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu można zaproponować, by zastąpić wykorzystywanie materiałów innych niż drewniane w hybrydowych konstrukcjach mieszanych?
4. Czy racjonalne jest łączenie ze sobą technologii drewnianych, czy tego typu hybryda będzie miała właściwości lepsze niż konstrukcja homogeniczna?
5. Czy zaproponowane rozwiązania poddane krytycznej ocenie są potencjalnie właściwe do zastosowania praktycznego?
6. Czy istnieją wciąż nieodkryte rozwiązania związane z hybrydyzacją drewnianą, których eksploracja może pomóc w rozwoju tej gałęzi budownictwa, a jeśli tak, to jakie dalsze kierunki badań można zaproponować?

Znalezienie odpowiedzi na pierwsze dwa pytania jest tematem rozdziału „Krytyczny przegląd nowoczesnych technologii konstrukcji drewnianych”. Przeanalizowano w nim szereg istniejących konstrukcji, dokładnie opisując dwanaście, zarówno z zestawu homogenicznych konstrukcji drewnianych, jak i hybrydowych konstrukcji mieszanych z użyciem drewna oraz hybrydowych konstrukcji drewnianych. Analizowano ich cechy charakterystyczne: układy

konstrukcyjne, wysokości, rozpiętości, sposób pracy, zastosowane materiały i technologie ze wskazaniem wykorzystywanej funkcji. Na tej podstawie wyciągano wnioski dotyczące pojedynczych przykładów jak i zbiorów przypadków, odnajdując ich cechy wspólne i różnice.

W efekcie umożliwiło to udzielenie odpowiedzi na zadane pytania.

Pytanie: Jakie ograniczenia mają konstrukcje z drewna masywnego i lekkiego szkieletu?

Odpowiedź: Homogeniczne konstrukcje drewniane wykazują szereg ograniczeń, spośród których można wyróżnić wspólne dla konstrukcji z drewna masywnego i lekkiego szkieletu, jak i charakterystyczne dla każdego z tych typów.

Ograniczenia homogenicznych konstrukcji drewnianych obu typów:

- znacząca wysokość konstrukcyjna stropów,
- rozpiętości mniejsze niż w przypadku stosowania innych materiałów konstrukcyjnych,
- skomplikowanie i kosztotwórczość rozwiązań zapewniających stateczność przestrzenną,
- wrażliwość na podwyższoną wilgotność.

Ograniczenia homogenicznych konstrukcji z drewna masywnego:

- potencjalna kolizyjność elementów konstrukcyjnych stropów z liniowymi elementami instalacji,

- stosunkowo wysokie koszty ekonomiczne.

Ograniczenia homogenicznych konstrukcji z lekkiego szkieletu drewnianego:

- stosunkowo niewielkie wysokości użytkowe kondygnacji,
- stosunkowo niewielkie rozpiętości stropów,
- niemożność zapewnienia w pełni otwartej, nieprzedzielonej przegrodami, przestrzeni użytkowej kondygnacji,
- ograniczenie liczby kondygnacji, związane m.in. z wyzwaniami związanymi ze skurczem długotrwale ściskanych drewnianych poziomych elementów konstrukcyjnych.

Pytanie: Jakie korzyści niesie w sobie stosowanie konstrukcji hybrydowych, w których drewno łączy się ze stalą i żelbetem, a więc jakie wady konstrukcji drewnianych są kompensowane przez inne materiały?

Odpowiedź: Zastosowanie rozwiązań materiałowych i technologicznych alternatywnych dla konstrukcji drewnianych umożliwia przeciwdziałanie ograniczeniom w następujący sposób:

- zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej stropów oraz zwiększenie wysokości użytkowej kondygnacji, np. dzięki hybrydowym mieszanym stropom drewniano-żelbetowym,
- ułatwienie zapewnienia stateczności przestrzennej, np. dzięki rdzeniom usztywniającym żelbetowym lub stalowym,
- zmniejszenie kosztów ekonomicznych poprzez stosowanie rozwiązań o mniejszej komplikacji, np. stalowych konstrukcji kondygnacji technicznych.

Pytanie: Jakie rozwiązania z zakresu hybrydowych konstrukcji drewnianych z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu można zaproponować, by zastąpić wykorzystywanie materiałów innych niż drewniane w hybrydowych konstrukcjach mieszanych?

Odpowiedź: Wybrane ograniczenia, kluczowe spośród zdiagnozowanych (wysokość konstrukcyjna stropów, ich stosunkowo niewielka rozpiętość, wyzwania związane z zapewnieniem globalnej stateczności konstrukcji) posłużyły jako podstawa do stworzenia propozycji rozwiązań na bazie hybrydowych konstrukcji z użyciem drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu drewnianego, które mogłyby stać się rozwiązaniem alternatywnym, o korzystniejszych cechach niż homogeniczne drewniane. Stworzenie takich alternatyw, a następnie ocena ich efektywności są przedmiotem rozdziału „Propozycja hybrydowej drewnianej konstrukcji z drewna masywnego i lekkich paneli szkieletowych”.

W jego ramach ograniczono zakres jakościowy analizy do konstrukcji, w której typowo szuka się rozwiązań zamiennych dla homogenicznych konstrukcji drewnianych, jako że wymienione ograniczenia występują w niej w stopniu znaczącym. Jako właściwą do tego celu wybrano konstrukcję wielokondygnacyjnego budynku biurowego o kwadratowej siatce modularnej.

W ramach podrozdziałów zaproponowano, przetestowano i krytycznie oceniono następujące propozycje:

- homogeniczne i hybrydowe drewniane konstrukcje stropów w układach o dwóch charakterystykach wymiarowych – „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 8,1 x 8,1 m” (cztery warianty) oraz „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań - drewniana konstrukcja stropu w siatce modularnej 5,4 x 5,4 m” (sześć wariantów),
- hybrydowy drewniany system umożliwiający potencjalnie zapewnienie globalnej stateczności przestrzennej konstrukcji – „Propozycja i ocena optymalnych rozwiązań – hybrydowy drewniany rdzeń usztywniający” (szesnaście wariantów we wstępnej analizie oraz dwa najbardziej obiecujące poddane finalnej ocenie).

W ramach tych części pracy stworzono odpowiednie warunki brzegowe, przeprowadzono analizy obliczeniowe z zastosowaniem metod normowych oraz numerycznych oraz finalnie dokonano oceny efektywności zaproponowanych rozwiązań z uwzględnieniem potencjału zastosowania w rzeczywistym procesie budowlanym, uwzględniając zarówno warunki nośności czy użytkowości, jak i dostępność materiałów, szybkość budowy czy możliwości prefabrykacji.

Pozwoliło to na odnalezienie odpowiedzi na pozostałe trzy postawione wcześniej pytania.

Pytanie: Czy racjonalne jest łączenie ze sobą technologii drewnianych w zaproponowany sposób, czy tego typu hybryda będzie miała właściwości lepsze niż konstrukcja homogeniczna?

Odpowiedź Przeprowadzone analizy wykazały, że hybrydowe konstrukcje drewniane mają obiecujący potencjał zastosowania i mogą być ocenione pozytywnie jedynie częściowo. Należy wyraźnie zaznaczyć, że stwierdzono wyraźne granice efektywności ich użycia, a także powiązano je z kontekstem projektowym (funkcjonalnością, układem geometrycznym lub postawionymi wymaganiami).

W przypadku zastosowania w stropach konstrukcji o siatce modularnej 8,1 x 8,1 stwierdzono brak możliwości zastosowania hybrydowej konstrukcji drewnianej w postaci proponowanych układów. Co więcej, oceniono, że tak duża rozpiętość sprawia, że stosowanie homogenicznych konstrukcji z drewna masywnego jest kłopotliwe i jako potencjalna alternatywa w stosunku do rozwiązań konkurencyjnych (żelbetowych czy stalowych) może być brana pod uwagę wyłącznie w wypadku użycia w rachunku kwalifikacyjnym takich cech jak koszty środowiskowe czy szybkość montażu. W tym wypadku racjonalność zastosowania konstrukcji hybrydowych drewnianych oceniono negatywnie.

Z drugiej strony, zmniejszona siatka modularna (5,4 x 5,4 m) zaskutkowała możliwością zaproponowania hybrydowych drewnianych rozwiązań konstrukcyjnych, które należy ocenić wysoko w kontekście potencjalnego rzeczywistego zastosowania w każdym z przedstawionych wariantów. Na szczególne wyróżnienie zasługują warianty A2 (strop belkowy z podłogą z suchego jastrychu) i B1 (strop belkowy z podłogą z mokrego jastrychu). Podkreśla się tu osiągnięcie bardzo dobrych wyników w ocenie wysokości konstrukcyjnej stropów jako całość przy jednoczesnym wysokim potencjale zaawansowanej i dalece zautomatyzowanej prefabrykacji, który może być znaczącym czynnikiem w zastosowaniu rozwiązania na skalę przemysłową. Z tego względu ogólna ocena efektywności jest

zdecydowanie pozytywna, a łączenie różnych technologii drewnianych należy uznać za racjonalne i korzystne.

W dalszej kolejności przeanalizowano hybrydowe drewniane konstrukcje rdzeni usztywniających. Wykazały one decydujące znaczenie czynnika geometrycznego – lokalizacji elementu w konstrukcji budynku. Wskazały także wyraźne ograniczenie zastosowania – konstrukcję o nie więcej niż trzech kondygnacjach nadziemnych. Zakres potencjalnego wykorzystania zamykający się w konstrukcjach niskich sprawia, że rozwiązane jest nieracjonalne w kontekście budownictwa wysokiego czy wysokościowego. Niemniej jednak pod względem ilościowym budynki niskie stanowią najliczniejszą grupę, a w niej hybrydowe konstrukcje rdzeni usztywniające z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu mogą znaleźć z powodzeniem zastosowanie.

Co więcej, analiza wykazała zalety zaproponowanego rozwiązania (brak potencjalnego skurczu, wynikającego ze ściskania w poprzek włókien poziomych elementów drewnianych, powiązanie z konstrukcją główną ułatwiającą stabilizację przy odrywaniu krawędzi panelu), które mogłyby zdecydować o pozytywnej ocenie w ramach innego kontekstu projektowego – nie jako element zunifikowanego rdzenia, ale zestawu ścian usztywniających w odpowiednio dobranej konfiguracji.

Podsumowując, łączenie ze sobą technologii drewnianych, a więc tworzenie hybrydowych konstrukcji drewnianych z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu jest racjonalne, wykazuje właściwości lepsze niż konstrukcja homogeniczna, jednak jest to w decydującym stopniu uzależnione od kontekstu projektowego i w takim powinno być indywidualnie rozważane.

Dodatkowo, zgodnie z przeprowadzonymi pracami, należy podkreślić, że część z ograniczeń pozostaje równie aktualna dla konstrukcji homogenicznych drewnianych jak i hybrydowych konstrukcji drewnianych, wynikając wprost z samego charakteru przedmiotowego materiału – stosunkowo niskiego modułu Younga, niskiego ciężaru i podatności na drgania, komplikacji w wykonywaniu połączeń.

Pytanie: Czy zaproponowane rozwiązania poddane krytycznej ocenie są potencjalnie właściwe do zastosowania praktycznego?

Odpowiedź: Efektywność zaproponowanych rozwiązań, potencjał do ich rzeczywistego zastosowania, oceniono pozytywnie w części analizowanego zakresu. Na podstawie przeprowadzonych analiz, zgodnie z powyższym podsumowaniem, jako właściwe należy wskazać:

- hybrydowe konstrukcje stropów z drewna masywnego dla siatki modularnej 5,4 x 5,4 m w wariantach A2 i B1,

- hybrydowe konstrukcje ścian usztywniających z drewna masywnego, jednak nie jako część ustandaryzowanego rdzenia usztywniającego, lecz indywidualnie, jako potencjalny element systemu paneli o funkcji zapewniającej stateczność przestrzenną konstrukcji.

Pytanie: Czy istnieją wciąż nieodkryte rozwiązania związane z hybrydyzacją drewnianą, których eksploracja może pomóc w rozwoju tej gałęzi budownictwa, a jeśli tak, to jakie dalsze kierunki badań można proponować?

Odpowiedź: Prace nad niniejszą rozprawą pozwoliły na wskazanie licznych ograniczeń zasobu wiedzy związanego z przedmiotowym zakresem oraz identyfikację potencjalnych kierunków dalszych badań. Konstrukcje hybrydowe z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu są wciąż zbadane stopniu niewystarczającym. Wynikające z niniejszych rozważań proponowane kierunki dalszych badań podzielono je na dwa zbiory: ogólne, dotyczące hybrydowych konstrukcji drewnianych, wykraczające poza zakres zdefiniowany w opracowaniu, oraz uszczegóławiające, dotyczące zagadnień analizowanych, jednak będące badaniem obejmującym inną perspektywę, kontekst czy kryteria oceny.

Ogólne kierunki dalszych badań wskazano poniżej.

1. Racjonalnym wydaje się podjęcie analizowanych problemów z określeniem odmiennych celów – zamiast poszukiwania rozwiązania optymalnego dla danego kontekstu projektowego (siatki modularnej, usystematyzowanego rdzenia usztywniającego) właściwe byłoby znalezienie odpowiedniego kontekstu dla rozwiązań proponowanych. Jak wskazywano powyżej, zdecydowanie lepsze wyniki dla przedstawionych kryteriów oceny, a także tych nie rozpatrywanych (np. ekonomiczne) byłoby konstruowanie budynków dostosowujące ich kształt, z uwzględnieniem wymagań funkcjonalnych, do optymalnych rozwiązań materiałowych i technologicznych. Dlatego, jako potencjalnie właściwe, określa się następujące kierunki badań:

– dla hybrydowych drewnianych konstrukcji stropów – określenie optymalnej siatki modularnej dla danego rozwiązania,

- dla hybrydowych drewnianych konstrukcji ścian usztywniających – określenie optymalnego ilościowo i geometrycznie zuniwersalizowanego układu, który byłby odpowiedni dla danej bryły budynku (np. prostopadłościennej), o wskazanej liczbie

kondygnacji, różnicując liczbę ścian w zależności od liczby pięter, a więc faktycznych oddziaływań wiatru przypadających na dany poziom.

2. Opracowanie rozwiązania optymalnej budowy hybrydowej konstrukcji ściany usztywniającej z drewna masywnego w postaci ramy, w którą wpisany jest panel z lekkiego szkieletu drewnianego. Rozszerzało by to zakres niniejszej pracy, poprzez zastosowanie innych składowych (np. poszycia z płyt SWP, łączników w postaci płytek kolczastych). Takie badania analityczne powinny być, po wyborze najbardziej optymalnego wariantu, poparte analizą potencjalnych kosztów wykonania i badaniem rzeczywistej ściany w skali 1:1.

Uszczegóławiające kierunki dalszych badań wskazano poniżej.

1. Dla zaproponowanych hybrydowych drewnianych konstrukcji paneli stropowych należałoby zaproponować połączenia w taki sposób, by finalna, powtórna i dalej uszczegółowiona analiza tych wariantów zawierała w sobie podatności węzłów. Właściwe zaproponowane rozwiązanie dawałoby także możliwość optymalizacji przekrojów elementów drewnianych, głównie przez umożliwienie pracy całego układu belkowego jako całości, a nie rozważania składowych jako niezależnych belek swobodnie podpartych.

2. Jak wskazano wyżej, kryteria oceny proponowanych rozwiązań stropów i ścian usztywniających były pozbawione aspektów, będących poza zakresem pracy, takich jak:

- koszty środowiskowe,
- koszty ekonomiczne wykonania, transportu i wmontowania,
- pracochłonność.

Jako właściwe wskazuje się dalsze badanie rozwiązań określonych w niniejszej pracy jako mających potencjał rzeczywistego zastosowania z uwzględnieniem tych czynników. Stworzenie katalogu analogicznych rozwiązań o charakterze tradycyjnym, poddanych ocenie z użyciem tych samych kryteriów, posłużyłby jako odpowiedni materiał porównawczy, umożliwiając ocenę kompleksową i jednoznaczne wskazanie najbardziej korzystnych wariantów.

3. Zarówno zaproponowane konstrukcje stropów jak i rdzeni usztywniających mają potencjał do prowadzenia liniowych elementów instalacji (peszli i kabli elektrycznych, kanałów wentylacyjnych, przewodów instalacji sanitarnych) zarówno w składowych panelowych jak i w otworowaniach w proponowanych

belkowych elementach z drewna masywnego. Dalsze badania, wskazujące trasy, miejsca i maksymalne rozmiary takich przestrzeni instalacyjnych, mogłyby bardzo pozytywnie wpłynąć na oceny rozwiązań, zarówno zmniejszając znaczenie wysokości konstrukcyjnych, jak i zwiększając potencjał prefabrykacji i korzystnie wpływając na czas montażu instalacji na budowie.

Finalnie należy stwierdzić, że udało się zrealizować cele założone we wstępnych rozdziałach pracy. Wykorzystane przykłady wskazały właściwie ograniczenia poszczególnych typów konstrukcji, stworzona baza wiedzy oraz stosowane narzędzia obliczeniowe umożliwiły zaproponowanie rozwiązań, natomiast właściwie dobrane kryteria pozwoliły na ocenę ich efektywności. Choć wspomniana ocena nie zawsze miała wynik pozytywny, to także wyniki negatywne lub częściowo negatywne pozwoliły na określenie granic racjonalnego ich zastosowania. W efekcie, przeprowadzone analizy i badania zwiększyły zasób wiedzy o hybrydowych konstrukcjach drewnianych z drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu, a także przyczyniają się do umożliwienia upowszechnienia ich zastosowania, co może skutkować w sposób jednoznacznie korzystny pod względem cywilizacyjnym, środowiskowym, a także społecznym.

Udowodniono tym samym postawioną na wstępie pracy tezę, że możliwe jest racjonalne zaprojektowanie budynku o minimum dwóch kondygnacjach w technologii hybrydowej drewnianej, w której łączy się cechy drewna masywnego i paneli z lekkiego szkieletu.

Literatura

Książki i artykuły

Abed, J., Rayburg, S., Rodwell, J., & Neave, M. (2022). *A Review of the Performance and Benefits of Mass Timber as an Alternative to Concrete and Steel for Improving the Sustainability of Structures*. Sustainability, 14, 5570.

Abrahamsen, R. (2017). *Mjøstårnet – Construction of an 81 m tall timber building*. W: 23. Internationales Holzbau-Forum – materiały z konferencji.

Abrahamsen, R. (2018). *Mjøstårnet – 18 storey timber building competed*. W: 24. Internationales Holzbau-Forum – materiały z konferencji.

Abrahamsen, R. (2015). *World's tallest timber building – 14 storeys in Bergen*. W: 21. Internationales Holzbau-Forum – materiały z konferencji.

Altenbach, H., Altenbach, J., & Kissing, J. (2018). *Mechanics of Composite Structural Elements*. Springer, Singapore.

Arnold, M., Maderebner, R., Dietsch, P., & Winter, S. (2023). *Diagonallegolz (DLH) Ressourceneffizienz durch diagonal Orientierung einzelner Lagen: Bestimmung der Steifigkeitsparameter und Verformungsanalysen*. Bautechnik, 100(8), s. 444-462.

Bezabeh, M., Tesfamariam, S., Popovski, M., Goda, K., & Stiemer, S. F. (2017). *Seismic Base Shear Modification Factors for Timber-Steel Hybrid Structure: Collapse Risk Assessment Approach*. Journal of Structural Engineering, 143(10).

Bi, B. (2021). *A Comparative Life Cycle Assessment Study of Wood and Steel Materials at the Project End-of-Life Stage*. Praca magisterska, North Dakota State University of Agriculture and Applied Science.

Blödt, A., Rabold, A., & Halstenberg, M. (2019). *Informationdienst Holz. Holzbau Handbuch – Reihe 3, Teil 3, Folge 1. Schallschutz im Holzbau – Grundlagen und Vorbemessung*. Holzbau Deutschland-Institut e.V., Berlin.

Borgstrom, E. (red.). (2016). *Design of Timber Structures. Volume 1: Structural aspects of timber construction (Edition 2)*. Swedish Wood, Stockholm.

Bosshard, H. (1984). *Holzkunde. Aspekte der Holzbearbeitung und Holzverwertung*. Springer, Basel.

Brodiewicz, P. (2022). *Centrum Badawczo-Rozwojowe w Pisku – konstrukcja z drewna klejonego warstwowo i krzyżowo – studium przypadku*. W: VI Forum Holzbau Polska -materiały z konferencji, Warszawa.

Brodniewicz, P. (2024). *Propozycja nowej typologii konstrukcji z użyciem elementów drewnianych*. *Inżynieria i Budownictwo*, 5, s. 333-336.

Brol, J. (2009). *Wzmacnianie zginanych belek z drewna klejonego taśmami GARP na etapie produkcji*. *Wiadomości Konserwatorskie*, 26, s. 345-353.

Comnick, J., Rogers, L., & Wheeler, K. (2022). *Increasing Mass Timber Consumption in the U.S. and Sustainable Timber Supply*. *Sustainability*, 14(1).

Cook, M. (2020). *Building Momentum: UA architecture dean pioneers mass timber use*. *Arkansas business*, 37(15), s. 1.

Crohnjort, Y., Soikkeli, A., Tulamo, T., & Junnonen, J. (2015). *Urban densification in Finland: infill development and building extensions with timber based solutions*. W: *Sustainable Development and Planning VII*, s. 319-330.

Evison, D. C., Kramer, P. D., & Guiver, J. (2022). *Mass timber construction in Australia and New Zealand – Status and economic and environmental influences on adoption*. *Wood and Fiber Science*, 54(4), s. 128-138.

Ferdous, W., Bai, Y., Ngo, T., Manalo, A., & Mendis, P. (2019). *New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings - A state-of-the-art review*. *Engineering structures*, 183, s. 883-892.

Flindall, O., Tycho, J., & Groba, M. (2023). *Hasle Tre: Norway's first timber office building designed for disassembly and reuse*. W: *13th World Conference on Timber Engineering – materiały z konferencji*, Oslo.

Green, M., & Taggart, J. (2017). *Tall Wood Buildings*. Walter de Gruyter, Berlin.

Hamm, P. (2012). *Schwingungen bei Holzdecken – Konstruktionsregeln für die Praxis*. W: *2. Internationales Forum Holzbau Beaune 12 – materiały z konferencji*.

Harte, A. M. (2017). *Mass timber – the emergence of a modern construction material*. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 2, s. 121-132.

Hegeir, O. A., Kvande, O., Stamatopulos, H., & Bohne, R. A. (2022). *Comparative Life Cycle Analysis of Timber, Steel and Reinforced Concrete Portal Frames: A Theoretical Study on a Norwegian Industrial Building*. *Buildings*, 12(5), s. 573.

Herzog, T., Natterer, J., Volz, M., & Winter, W. (2004). *Timber Construction Manual*. Birkhäuser, Bazytea.

Himes, A., & Busby, G. (2020). *Wood buildings as a climate solution*. *Developments in the Built Environment*, 4.

Hoekstra, T. (2012). *Multi-storey Timber-frame Building - modelling the racking stiffness of timber frame shear-walls*. *Praca magisterska*, Delft University of Technology.

Huber, C., & Deix, K. (2021). *Comparison of Calculation Methods of Elastic Bonding: Limits of the Gamma Method Using an Example of a Wood-Concrete Composite Floor with Single Loads*. *Materials*, 14(23).

Jones, D. (red.). (2015). *Historia architektury*. Arkady, Warszawa.

Kanadyjski szkieletowy dom drewniany. (1995). Wydawnictwo Murator, Warszawa. Uwaga: Wydanie polskie nie zawiera informacji o autorze i oryginalnej dacie (1967) wydania oryginału.

Kaufmann, H., Krotsch, S., & Winter, S. (2018). *Manual of Multistorey Timber Construction*. Detail Business Information GmbH, Munich.

Kibert, Ch. (1994). *Principles and a Model of Sustainable Construction*. W: First International Conference on Sustainable Construction – materiały z konferencji, Tampa, s. 1- 9.

Kibert, Ch. (2016). *Sustainable Construction: Green Building Design and Delivery*. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey.

Kolb, J. (2008). *Systems in Timber Engineering*. Birkhauser, Berlin.

Kotwica, E., Sulik, P., Kotwica, U., & Beška, M. (2022). *Budownictwo drewniane. Poradnik dla wykonawcy*. Ministerstwo Klimatu i Środowiska.

Kozłowski, M. (2012). *Hybrid Glass Beams. Review of research projects and applications*. *Architecture Civil Engineering Environment*, 5(3), s. 53-62.

Kozłowski, M., & Hulimka, J. (2014). *Load-bearing capacity of hybrid timber-glass beams*. *Architecture Civil Engineering Environment*, 7(2), s. 61-71.

Krischen, F. (1941). *Antike Rathäuser*. Gebr. Mann, Berlin.

Lehmann, S. (2012). *Sustainable Construction for Urban Infill Development Using Engineered Massive Wood Panels*. *Sustainability*, 4(10), s. 2707-2742.

Łukaszewska, E. (2009). *Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors*. Praca doktorska, Lulea University of Technology.

Malesza, M., Miedziałowski, C., & Malesza, J. (2015). *Inżynieria produkcji domów ze szkieletem drewnianym*. *Ekonomia i Zarządzanie*, 7(1), s. 271-289.

Malo, K. A., Abrahamsen, R. B., & Bjertnæs, M. A. (2016). *Some structural design issues of the 14-storey timber framed building “Treet” in Norway*. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74, s. 407-424.

Mårtensson, A. (2016). *Design for serviceability*. W: Borgström, E. (red.), *Design of timber structures. Structural aspects of timber construction. Volume I*. Swedish Wood, Stockholm, s. 232-257.

- Mayo, J. (2015). *Solid Wood. Case studies in mass timber architecture, technology and design*. Routledge, Londyn.
- Mielczarek, Z. (1994). *Budownictwo drewniane*. Arkady, Warszawa.
- Mirdad, M. A. H., Daneshvar, H., Joyce, T., & Chui, Y. H. (2021). *Sustainability Design Considerations for Timber-Concrete Composite Floor Systems*. *Advances in Civil Engineering*, 2021(9), s. 1-11.
- Neufert, E. (2011). *Podręcznik projektowania architektoniczno-budowlanego*. Arkady, Warszawa.
- Neuhaus, H. (2008). *Budownictwo drewniane*. Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów.
- Pastori, S., Mazzucchelli, E., & Wallhagen, M. (2022). *Hybrid timber-based structures: A state of the art review*. *Construction and Building Materials*, 359(12).
- Porteous, J., & Kermani, A. (2007). *Structural Timber Design to Eurocode 5*. Oxford.
- Premrov, M., & Leskovar, V. (2023). *Innovative Structural Systems for Timber Buildings: A Comprehensive Review of Contemporary Solutions*. *Buildings*, 13(7), 1820.
- Puettmann, M., Pierobon, F., Ganguly, I., Gu, H., Chen, C., Liang, S., Jones, S., Maples, I., & Wishnie, M. (2021). *Comparative LCAs of Conventional and Mass Timber Buildings in Regions with Potential for Mass Timber Penetration*. *Sustainability*, 13(24).
- Ramage, M., Foster, R., Smith, S., Flanagan, K., & Bakker, R. (2017). *Super Tall Timber: design research for the next generation of natural structure*. *The Journal of Architecture*, 22(1), s. 104-122.
- Reitherman, R. (2012). *Earthquakes and Engineers: An International History*. American Society of Civil Engineers.
- Robertson, A., Lam, F., & Cole, R. (2012). *A comparative Cradle-to-Gate Life Assessment of Mid-Rise Office Building Construction Alternatives: Laminated Timber or Reinforced Concrete*. *Buildings*, 2(3), s. 245-270.
- Roszczyc, R. (2020). *Analiza sztywności przestrzennej wielokondygnacyjnych budynków szkieletowych*. W: IV Forum Holzbau Polska – materiały z konferencji.
- Rug, W. (1994). *Innovationen im Holzbau, die Hetzerbauweise*. *Bautechnik*, 71, s. 213-219.
- Ryan, E. S., Griffin, G., Rice, T., & Hagehofer-Daniell, B. (2018). *Mass timber: evaluating construction performance*. *Architectural Engineering and Design Management*, 14(1-2), s. 127-138.

Safarik, D., Elbrecht, J., & Miranda, W. (2022). *State of Tall Timber 2022*. CTBUH Journal, 2022(I), s. 22-31.

Salvadori, V. (2021). *Multi-Storey Timber Based Buildings: An International Survey of Case-Studies with Five or More Storeys Over the Last Twenty Years*. Praca doktorska, Technische Universitat Wien.

Salvadori, V. (2022). *Updated worldwide structural survey of built multi-storey timber-based buildings from 5 to 25 storeys*. www.researchgate.net/publication/374581391_updated_worldwide_structural_survey_of_built_multi-storey_timber-based_buildings_from_5_to_25_storeys

Schweitzer, R. (2004). *Wood as a building material – from the beginnings to the 19th century*. W: Herzog, T., Natterer, J., Schweitzer, R., Volz, M., & Winter, W. Timber Construction Manual. München: Birkhäuser, s. 24-30.

Serrano, E. (2009). *Documentation of the Limnologen Project. Overview and Summaries of Sub Projects Results*. Raport techniczny, Våxjö University.

Serrano, E. (2009). *Limnologen – Experiences from an 8-storey timber building*. W: 15. Internationales Holzbau Forum – materiały z konferencji.

Siddika, A., Al Mamun, A., Aslani, F., Zhuge, Y., Alyousef, R., & Hajimohammadi, A. (2021). *Cross-laminated timber-concrete composite structural floor system: a state-of-the-art-review*. Engineering Failure Analysis, 30.

Svatos-Raznjević, H., Orozco, L., & Menges, A. (2022). *Advanced Timber Construction Industry: A Review of 350 Multi-Storey Timber Projects from 2000-2021*. Buildings, 12(4).

Teibinger, M., & Matzinger, I. (2013). *Construction with Cross-Laminated Timber in Multi-Storey Buildings. Focus on Building Physics. Guidelines*. Hozforschung Austria, Vienna.

Tremblay, R. (2004). *Testing and design of buckling restrained braces for Canadian application*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2893.

Tulebekova, S., Malo, K. A., Rønnquist, N., & Nåvik, P. (2022). *Modeling stiffness of connections and non-structural elements for dynamic response of taller glulam timber frame buildings*. Engineering Structures, 261.

Vasiliev, V., & Morozow, E. (2013). *Advanced Mechanics of Composite Materials and Structural Elements*. Elsevier, Oxford.

Wallner-Novak, M., Koppelhuber, J., & Pock, K. (2014). *Cross-Laminated Timber Structural Design. Basic design and engineering principles according to Eurocode*. proHolz Austria, Wiedeń.

Wasim, M., Vaz Serra, P., & Ngo, T. D. (2020). *Design for manufacturing and assembly for sustainable, quick and cost-effective prefabricated construction – a review*. International Journal of Construction Management, 22(15), s. 3014-3022.

Worthington, W. E. (2005). *Timber Engineering*. W: Hempstead, C. A. (red.), *Encyclopedia of 20th Century Technology*. Routledge, Nowy Jork, s. 837-840.

Zuluaga, S. S., Kallioras, S., & Tsiavos, A. (2022). Optimization of Synergetic Seismic and Energy Retrofitting Based on Timber Beams and Bio-Based Infill Panels: Application to an Existing Masonry Building in Switzerland. Buildings, 12(8), 1126.

Normy, akty prawne i aprobaty techniczne

DIN EN 1995-1-1/NA – *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbau*.

ETA-14/0349 – *CLT – Cross Laminated Timber*, Stora Enso Oyj, Österreichisches Institut für Bautechnik (OIB), 15.12.2022.

ETA-18/0817 – *KLIMAS Screws – Screws for use in timber constructions*, Klimas Sp. z o. o., Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT), 17.01.2019.

ÖNORM B 1995-1-1:2019-05 - *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Konsolidierte Version mit nationalen Festlegungen, nationalen Erläuterungen und nationalen Ergänzungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1*.

PN-B-02151-3:2015-10 – *Akustyka budowlana – Ochrona przed hałasem w budynkach – Część 3: Wymagania dotyczące izolacyjności akustycznej przegród w budynkach i elementów budowlanych*.

PN-EN 12369-2:2005 – *Płyty drewnopochodne – Wartości charakterystyczne do projektowania. Część 2: Sklejka*.

PN-EN 13986+A1:2016-06 – *Płyty drewnopochodne do stosowania w budownictwie – Właściwości, ocena zgodności i oznakowanie*.

- PN-EN 14080:2013 – *Konstrukcje drewniane – Drewno klejone warstwowo i konstrukcyjne sklezione drewno lite – Wymagania.*
- PN-EN 14374:2005 – *Konstrukcje drewniane – Fornir klejony warstwowo (LVL) – Wymagania.*
- PN-EN 16351:2021-08 – *Konstrukcje drewniane – drewno klejone krzyżowo – Wymagania.*
- PN-EN 1990:2004 – *Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji.*
- PN-EN 1991-1-1:2004 – *Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*
- PN-EN 1991-1-4:2008 – *Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.*
- PN-EN 1995-1-1 – *Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-1: Postanowienia ogólne – Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.*
- PN-EN 1995-1-2 – *Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-2: Postanowienia ogólne – Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.*
- PN-EN 300:2007 – *Płyty o wiórach orientowanych (OSB) – Definicje, klasyfikacja i wymagania techniczne.*
- PN-EN 313-2:2001 – *Swklejka – Klasyfikacja i terminologia – Część 2: Terminologia.*
- PN-EN 338:2016-06 – *Drewno konstrukcyjne – Klasy wytrzymałości.*
- PrEN 1995-1-1:20XX – *Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, projekt normy w wersji z 19.04.2023.
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn. 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z późniejszymi zmianami.*

Broszury producentów i organizacji, strony internetowe

- Archdaily, www.archdaily.com (ostatnia wizyta: 15.11.2023).
- Artec (Marina Trifkovic), Treet – World’s tallest timber building, https://wood-works.ca/wp-content/uploads/Edmonton_wood-fair_marina.pdf (ostatnia wizyta: 24.03.2024).
- Baunetz Wissen, www.baunetzwissen.de (ostatnia wizyta: 24.09.2023).

Council on Tall Buildings and Urban Habitat, www.ctbuh.org (ostatnia wizyta: 14.10.2023).

Cygnum Timber Frame, www.cygnum.ie (ostatnia wizyta: 10.12.2023).

Calculatis by Stora Enso, calculatis.storaenso.com (ostatnia wizyta: 2.11.2024).

Dataholz, www.dataholz.eu (ostatnia wizyta: 02.11.2024).

Eugen Decker Holzindustrie, www.eugen-decker.de (ostatnia wizyta: 10.09.2023).

EU Mies Award, www.miesarch.com (ostatnia wizyta: 10.12.2023).

Kronospan, www.kronosfera.pl (ostatnia wizyta: 13.09.2023).

Hasslacher Norica Timber, www.hasslacher.com (ostatnia wizyta: 10.09.2023).

Hess Timber, www.hess-timber.com (ostatnia wizyta: 10.09.2023).

Kaufmann Bausysteme, www.kaufmannbausysteme.at (ostatnia wizyta: 28.01.2024).

Klimas Wkręt-met, *Klimas Fastener Technologies. Wkręty do konstrukcji drewnianych*, www.wkret-met.com/?r3d=katalog-wkrety-do-konstrukcji-drewnianych#12024 (ostatnia wizyta: 13.03.2024).

Mayr Melnholf Holz, www.mm-holz.com (ostatnia wizyta: 10.09.2023).

Moelven, www.moelven.com (ostatnia wizyta: 13.11.2023).

Naturally:wood, www.naturallywood.com (ostatnia wizyta: 28.01.2024).

Oslo tre, www.oslotre.no (ostatnia wizyta: 30.11.2023).

Prefabium Blog, blog.prefabium.com (ostatnia wizyta: 28.01.2024).

Sara Kulturhaus, www.sarakulturhaus.se/sv/ (ostatnia wizyta: 3.12.2023).

Skyscraper Center (Council on Tall Buildings and Urban Habitat), www.skyscrapercenter.com (ostatnia wizyta: 3.12.2023).

Structure Magazine, www.structuremag.org (ostatnia wizyta: 28.01.2024).

Studiengemeinschaft Holzleimbau, *Informationdienst Holz. Holzbau Handbuch Reihe 1 Teil 1 Folge 4, Holzbausysteme*, 2000.

Studiengemeinschaft Holzleimbau, *Informationdienst Holz. Holzbau Handbuch Reihe 1 Teil 3 Folge 5, Das Wohnblockhause*, 2000.

StructureCraft, *StructureCraft DLT Design & Profile Guide 4.1*.

Stora Enso, *Soundproofing for CLT by Stora Enso*, www.storaenso.com/-/media/documents/download-center/documents/product-specifications/wood-products/clt-technical/soundproofing/soundproofing-for-clt-by-stora-enso-sweden-en.pdf (ostatnia wizyta: 13.03.2023).

Stora Enso, *Sustainability Case Study*, Stora Enso Building Concepts, www.storaenso.com/-/media/documents/download-center/documents/product-

[specifications/wood-products/building-concepts-by-stora-enso-lca-study.pdf](https://www.steico.com/fileadmin/user_upload/Polska_Media/Content/PL_PD_F_not_PIM/PL_Broszury_Planungs_Konstruktionshefte/Zeszyt_konstrukcyjny_STEICO_fornir_klejony_warstwowo_LVL.pdf)
(ostatnia wizyta: 13.03.2025).

Steico, *Zeszyt konstrukcyjny. Fornir klejony warstwowo STEICO LVL*,
https://www.steico.com/fileadmin/user_upload/Polska_Media/Content/PL_PD_F_not_PIM/PL_Broszury_Planungs_Konstruktionshefte/Zeszyt_konstrukcyjny_STEICO_fornir_klejony_warstwowo_LVL.pdf (ostatnia wizyta: 13.03.2025)

Triplewood, www.triplewood.eu, (ostatnia wizyta: 3.12.2023).

UBM Development AG, *What's next, UBM? Timber Pioneer – UBM is developing Frankfurt's first ever timber hybrid office building, UBM Edition in Progress, issue 6*, 2023.

Waugh Thistleton Architects, *Timber Typologies*, wydane przez Timber Development UK, 2023.

Waugh Thistleton Architects, www.waughthistleton.com (ostatnia wizyta: 3.12.2023),

Western Wood Structures, <http://www.westernwoodstructures.com> (ostatnia wizyta: 28.01.2024).

Woodworks, *Mid-Rise 2.0. Innovative Approaches to Mid-Rise Wood Frame Construction*, Canadian Wood Council.

Woodworks, *Wood Innovation and Design Centre, Prince George, BC – A Technical Case Study*, Canadian Wood Council.

Spis rysunków

UWAGA: Rysunki nieopatrzone źródłem zostały przygotowane przez autora.

Rysunek 1 - Odtworzenie wyglądu wnętrza Boulterionu w Priene [Krieschen, 1941].	19
Rysunek 2 - Obraz "Queen Victoria opens the Great Exhibition in The Crystal Palace in Hyde Park", autor: Louis Haghe.	20
Rysunek 3 - Złącze klinowe z oznaczonymi głównymi wymiarami geometrycznymi [PN-EN 14080].	22
Rysunek 4 - Budowa przekroju elementu sklejonego drewna litego, składającego się z warstw z KDZK (t1) [PN-EN 14080].	23
Rysunek 5 - Budowa przekroju elementu z DKW, po prawej ułożenie lamel „w mijankę” [PN-EN 14080].	25

Rysunek 6 - Elementy z DKW: a - "dwutrapez" (o przekroju zmiennym na długości), b - łukowy o stałym przekroju, c- "bumerang" (łukowy o przekroju zmiennym na długości) [Borgstrom, 2016].	25
Rysunek 7 - Podział przekroju elementu z DKW ze względu na warstwy, do których przypisane są lamele danych klas [PN-EN 14080].	26
Rysunek 8 - Przekrój elementu z drewna klejonego blokowo, w którym oznaczone są spoiny między składowymi (a) oraz poszczególne składowe elementy z DKW (1, 2, n) [PN-EN 14080].	27
Rysunek 9 - Siedmiowarstwowa (ang. 7-ply) płyta z DKK, dla której wskazano grubość elementy (tCLT) oraz poszczególne warstwy (wzdłużne tx i poprzeczne ty), a także złącze klinowe wykorzystane do połączenia desek tarcicznych na długości (9) [prEN 1995-1-1].	28
Rysunek 10 - Drewno warstwowe łączone na sworznie (po lewej) i drewno warstwowe łączone na gwoździe [Abed i in., 2022].	30
Rysunek 11 - Fornir klejony warstwowo LVL - proces produkcyjny [Steico].	31
Rysunek 12 - Drewno klejone krzyżowo (po lewej) w porównaniu do drewna klejonego diagonalnie [Arnold i in., 2023].	34
Rysunek 13 - Klasyfikacja systemów budownictwa drewnianego na podstawie [Studeingemeinschaft Holzleimbau 1-1-4, 2000].	37
Rysunek 14 – Konstrukcja ściany z lekkiego szkieletu drewnianego [Brodniewicz, 2024].	39
Rysunek 15 - Od lewej: ściana usztywniająca z lekkiego szkieletu drewnianego, przesunięcie i obrót [Porteous i in., 2007].	40
Rysunek 16 - Panele z DKK o różnych stopniach prefabrykacji, od lewej: bez obróbek, z obróbkami, z izolacją, opłytowaniem i stolarką.	41
Rysunek 17 - Przykład budowy obiektu, składającego się z trzech modułów wolumetrycznych (dwóch parteru i jednego piętra) z lekkiego szkieletu drewnianego. Źródło: materiały Andrewex Construction.	42
Rysunek 18 - Symboliczne przedstawienie konstrukcji budynku z ramową konstrukcją z drewna klejonego warstwowo połączoną z położonym centralnie rdzeniem żelbetowym [Robertson i in., 2012].	45
Rysunek 19 - Schemat klasyfikacji elementów konstrukcyjnych. Grupy niezdefiniowane w niniejszej pracy przedstawiono wyłącznie jako przykładowe, a ich systematyzacja jest niepełna.	46

Rysunek 20 - Homogeniczny element konstrukcyjny - dźwigar z drewna klejonego warstwowo z wkretami wzmacniającymi oraz zamontowanym okuciem stalowym.	47
Rysunek 21 - Homogeniczny element konstrukcyjny - belka drewniana o różnych stopniach prefabrykacji, od lewej: bez obróbek, z obróbkami, z osadzonymi okuciami i łącznikami stalowymi.	47
Rysunek 22 - Schemat pracy, przekrój i rozkład naprężeń w pełni zespolonego teownika o pasie żelbetowym i środku drewnianym [Łukaszewska, 2009].	48
Rysunek 23 - Schemat klasyfikacji konstrukcji z użyciem elementów drewnianych pod względem składowych elementów konstrukcyjnych.	52
Rysunek 24 - Szkic konstrukcji układu słupowo-ryglowego z DKW ze stropami z DKK.	55
Rysunek 25 - Rzut trzeciej kondygnacji HasleTre [archdaily.com].	61
Rysunek 26 - Połączenia płyt z DKK i elementów belkowych z DKW na łączniki drewniane [oslotre.no].....	63
Rysunek 27 - Układ konstrukcyjny z prowadzeniem liniowych elementów instalacji w HasleTre. [Flindall i in., 2023].	64
Rysunek 28 - Przekroje poprzeczne [Abrahamsen, 2017].	65
Rysunek 29 - Rzut typowej kondygnacji [Archdaily].	66
Rysunek 30 - Panel stropowy Trä [Tulebekova i in., 2022].	67
Rysunek 31 - Węzeł pięcioelementowy z blachą stalową ukrytą w dłutowaniu wewnątrz elementów drewnianych. [Tulebekova i in., 2022].	68
Rysunek 32 - Przekrój poprzeczny z projektu konstrukcji.	75
Rysunek 33 - Rzut konstrukcji stropu.....	76
Rysunek 34 - Panele z lekkiego szkieletu o niskim stopniu prefabrykacji, od lewej: zbity szkielet, zbity szkielet z poszyciem.	78
Rysunek 35 - Panele z lekkiego szkieletu o wysokim stopniu prefabrykacji, od lewej: szkielet z poszyciem, izolacją i instalacją elektryczną; szkielet z poszyciem, izolacją, instalacją elektryczną i stolarką.	78
Rysunek 36 - Wizualizacja gotowego domu. Źródło: materiały Andrewex Construction.	82
Rysunek 37 - Przekrój poprzeczny. Źródło: materiały Andrewex Construction.	83
Rysunek 38 - Schemat podziału domu na moduły. Źródło: materiały Andrewex Construction.	85
Rysunek 39 - Moduł pierwszego piętra - połączenie zdjęcia z hali produkcyjnej ze szkicem drewnianych elementów konstrukcyjnych.	86

Rysunek 40 - Przekroje przez budynki typów A, B, C i D. W prawym dolnym rogu plan zagospodarowania terenu ze wskazaniem lokalizacji danych typów [EU Mies Award].	88
Rysunek 41 - Strop hybrydowy z żeber drewnianych i płyty żelbetowej, połączonych wkrętami stalowymi [Huber, 2021].	92
Rysunek 42 – Wizualizacja konstrukcji panelowej. Źródło: materiały Andrewex Construction.	97
Rysunek 43 – Przekrój podłużny przez budynek. Źródło: materiały Andrewex Construction.	97
Rysunek 44 – Przekrój przez warstwy stropu międzykondygnacyjnego. Źródło: materiały Andrewex Construction.	98
Rysunek 45 – Aksonometria konstrukcji panelowej piętra – dodatkowo oznaczono lokalizację rdzenia żelbetowego (kolor czerwony) oraz słupów i podciągów z DKW (niebieski).	99
Rysunek 46 - Wizualizacja konstrukcji budynku Stockholm. Źródło: materiały Andrewex Construction.	104
Rysunek 47 - Przekrój przez konstrukcję drewnianą budynku Stockholm. Źródło: materiały Andrewex Construction.	104
Rysunek 48 - Rzut konstrukcji drewnianej jednej z kondygnacji budynku Stockholm z wyróżnieniem lokalizacji rdzeni żelbetowych kolorem czerwonym. Źródło: materiały Andrewex Construction.	105
Rysunek 49 - Wizualizacja budynku Stockholm z uwzględnieniem ścian zewnętrznych. Źródło: materiały Andrewex Construction.	105
Rysunek 50 – Wizualizacja przestrzennego przekroju przez konstrukcję budynku Stockholm. Źródło: materiały Andrewex Construction.	108
Rysunek 51 - Szkic idei konstrukcyjno-montażowej budynku Woodie [Kaufmann Bausysteme].	109
Rysunek 52 - Po lewej pierwotne rozwiązanie. po prawej rozwiązanie z zastosowaniem DKK. Źródło: materiały Andrewex Construction.	111
Rysunek 53 - Rzut konstrukcji budynku w Redwood City, w pobliżu narożników łącznika widoczne cztery rdzenie stalowe [Structure Magazin].	115
Rysunek 54 - Rama zapobiegająca niestateczności (BRBF, po lewej) i jej główny element stężący [Tremblay, 2004].	116
Rysunek 55 - Nowogard - rzut konstrukcji dachu z pogrubieniem stalowych cięgien prętowych.	118

Rysunek 56 - Nowogard - przekrój poprzeczny przez konstrukcję z pogrubieniem stalowych ciągów prętowych.....	119
Rysunek 57 - Nowogard - widok konstrukcji ściany podłużnej wysokiej z pogrubieniem stalowych ciągów prętowych.	119
Rysunek 58 - Konstrukcja Timber Pioneer [UBM Development].	122
Rysunek 59 - Przekrój przez konstrukcję Timber Pioneer [UBM Development].	123
Rysunek 60 - Wyróżnienie materiałów konstrukcyjnych budynku Brock Commons, od góry: elementy stalowe, drewniane, żelbetowe, fundamenty. Źródło: Acton Ostry Architects za Naturally:wood.	124
Rysunek 61 - Wizualizacja konstrukcji Treet, od lewej: całość, układ słupowo-ryglowy z DKW, moduły [Artec].	130
Rysunek 62 - Model MES konstrukcji Treet. [Abrahmsen, 2015].	131
Rysunek 63 - Detal połączenia konstrukcji głównej, modułów i paneli elewacyjnych w poziomie stropu kondygnacji wzmacniającej [Artec].	132
Rysunek 64 - Rzut typowej kondygnacji Treet z zaznaczonymi obrysami modułów (kolor czerwony) i lokalizacją głównych słupów konstrukcyjnych z DKW (niebieski).	133
Rysunek 65 - Widok fasady i przekrój przez balkon [Artec].	133
Rysunek 66 - Panele fasadowe, od góry: przykładowy panel z wyróżnieniem elementów z lekkiego szkieletu, podział fasady na panele [Artec].	134
Rysunek 67 - Rzut parteru i przekrój przez dom jednorodzinny. Źródło: materiały udostępnione Modulam.....	136
Po lewej: Fotografia 38 - Parter budynku po zamontowaniu konstrukcji. Po prawej: Rysunek 68 - Wizualizacja konstrukcji z rozkrojem warsztatowym elementów. Źródło: materiały udostępnione Modulam.	136
Rysunek 69 - Fragment projektu warsztatowego - rozkrój elementów ściennych. Źródło: materiały udostępnione Modulam.	137
Rysunek 70 - Przekrój przez kondygnację Tamedia Head Office z ryglami z DKW (3) i stropami z lekkiego szkieletu (4, 7- belki drewniane) [Green i in., 2017].	139
Rysunek 71 - Schematyczny przekrój przez Virtuoso [Woodworks, 1].	140
Rysunek 72 - Rozpiętość konstrukcyjna stropu budynku biurowego Stockholm w Warszawie.	148
Rysunek 73 - Podstawowy układ konstrukcyjny w siatce 8,1 x 8,1 m (a) oraz możliwości rozbudowy (b, c). Wymiary w mm.	156
Rysunek 74 - Przykładowe konfiguracje biurowca w siatce 8,1 x 8,1 m.	156

Rysunek 75 - Budowa stropu w wariancie A [Dataholz].	161
Rysunek 76 - Budowa stropu w wariancie B [Blödt, 2019].	162
Rysunek 77- Budowa stropu w wariancie C[Dataholz].	162
Rysunek 78 - Budowa stropu w wariancie D[Blödt, 2019].	163
Rysunek 79 - Schemat analizowanego pola.	164
Rysunek 80 - Rzut konstrukcji pola stropu 8,1 x 8,1 m w wariancie A.	173
Rysunek 81 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie A.	173
Rysunek 82 - Konstrukcja stropu w wariancie A z otworowaniami.	177
Rysunek 83 - Naprężenia otworowanej belki stropowej wariantu A.	178
Rysunek 84 - Rzut konstrukcji pola stropu 8,1 x 8,1 m w wariancie B.	179
Rysunek 85 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie B.	179
Rysunek 86 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie C.	182
Rysunek 87 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie D.	186
Rysunek 88 - Podstawowy układ konstrukcyjny w siatce 5,4 x 5,4 m (a) oraz możliwości rozbudowy (b, c). Wymiary w mm.	193
Rysunek 89 - Przykładowe konfiguracje biurowca w siatce 5,4 x 5,4 m.	193
Rysunek 90 - Schemat analizowanego pola w układzie podstawowym.	194
Rysunek 91 - Schemat analizowanego pola w układzie z ryglem pośrednim i obwodowymi.	195
Rysunek 92 - Rzut konstrukcji pola stropu 5,4 x 5,4 m w wariancie A1.	198
Rysunek 93 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie A1.	198
Rysunek 94 - Rzut konstrukcji pola stropu 5,4 x 5,4 m w wariancie A2.	202
Rysunek 95 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie A2.	202
Rysunek 96 - Panel stropowy w wariancie A2 jako prefabrykat.	207
Rysunek 97 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie 1B.	208
Rysunek 98 - Rzut konstrukcji pola stropu 5,4 x 5,4 m w wariancie B2.	211
Rysunek 99 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie B2.	211
Rysunek 100 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie C w układzie 5,4 x 5,4 m.	215
Rysunek 101 - Przekrój konstrukcji stropu w wariancie D w układzie 5,4 x 5,4 m.	219
Rysunek 102 - Rozważany układ rzutu budynku biurowego. Wymiary w metrach.	228
Rysunek 103 - Schematyczne przedstawienie hybrydowej drewnianej ściany usztywniającej. Wymiary w metrach.	229
Rysunek 104 - Strefy lokalizacji rdzenia usztywniającego na rzucie kondygnacji.	231
Rysunek 105 - Rdzeń usztywniający zlokalizowany centralnie.	232

Rysunek 106 - Rdzeń usztywniający zlokalizowany wewnętrznie.	232
Rysunek 107 - Rdzeń usztywniający zlokalizowany zewnętrznie.	233
Rysunek 108 - Połączenie oczep panelu-belki stropowe, widok z dołu, nieopisane wymiary w mm.	244
Rysunek 109 - Połączenie słupów skrajny panelu-słup z DKW, nieopisane wymiary w mm.	244
Rysunek 110 - Schematyczne przedstawienie proponowanej ściany usztywniającej zamodelowanej dla potrzeb obliczeń numerycznych.	248
Rysunek 111 – Obwiednia sił osiowych N w prętach ramy z DKW. Wartości w kN.....	250
Rysunek 112 - Obwiednia SGN sił osiowych (ściskanie o znaku ujemnym) w prętach szkieletu panelu. Wartości w kN.	250
Rysunek 113 - Obwiednia naprężeń σ_x w płycie poszycia. Wartości procentowe w legendzie obrazują procent powierzchni elementu, przynależący do danego przedziału naprężeń.	251
Rysunek 114 - Obwiednia naprężeń σ_y w płycie poszycia. Wartości procentowe w legendzie obrazują procent powierzchni elementu, przynależący do danego przedziału naprężeń.	251
Rysunek 115 - Obwiednia naprężeń τ_{xy} w płycie poszycia. Wartości procentowe w legendzie obrazują procent powierzchni elementu, przynależący do danego przedziału naprężeń.	251
Rysunek 116 - Stopień wykorzystania SGN płyty poszycia panelu z lekkiego szkieletu. Czerwonym okręgiem wskazano miejsce największego wyężenia.	252
Rysunek 117 - Siły w połączeniach liniowych płyty poszycia panelu z elementami szkieletu: wzdłużne (po lewej) i poprzeczne (po prawej). Wartości w kN/m.	253
Rysunek 118 - Siły w połączeniach liniowych elementów z DKW z panelem szkieletowym: wzdłużne (po lewej) i poprzeczne (po prawej). Wartości w kN/m.	253

Spis fotografii

UWAGA: Fotografie nieopatrzone źródłem pochodzą ze zbiorów autora.

Fotografia 1- Połączenie na złącze klinowe.....	23
Fotografia 2 - Belka z trzech (Trio, po lewej stronie) i dwóch warstw KDZK [Hasslacher]..	24

Fotografia 3 - Hala sportowa w Łomiankach - główny układ konstrukcyjny z DKW: słupy łukowe o zmiennym przekroju połączone sztywno z ryglami łukowymi o stałym przekroju. Źródło: materiały Andrewex Construction.	26
Fotografia 4 - Słupy i zastrzały z drewna klejonego blokowo w Intenational House w Sydney [Hess].....	27
Fotografia 5 - Płyta z pięciowarstwowego DKK [Mayr Melnhof].....	29
Fotografia 6 - Ściany i strop z DKK podczas montażu [Eugen Decker].	29
Fotografia 7 - Od lewej: fornir klejony warstwowo LVL, wióry z ciętego forniru ułożonego wzdłużnie PSL, warstwowe wióry drzewne LSL [Green i in. 2017].	32
Fotografia 8 - Płyta OSB/3 o gr. 12 mm [Kronospan].....	34
Fotografia 9 - Budowa w konstrukcji szachulcowej.....	39
Fotografia 10 - Panel stropowy podczas podnoszenia na stole montażowym w zakładzie prefabrykacji. Źródło: materiały Andrewex Construction.	41
Fotografia 11 - Panel ścienny podczas montażu. Źródło: materiały Andrewex Construction.	42
Fotografia 12 - Budynek jednomodułowy w pełni wykończony, od lewej: przenoszenie w zakładzie prefabrykacji, moduł posadowiony, wewnątrz. Źródło: Materiały Andrewex Construction.	43
Fotografia 13 – Konstrukcja modułów, od lewej: ramowy z drewna masywnego, z lekkiego szkieletu drewnianego. Źródło: materiały Andrewex Construction.	44
Fotografia 14 - Strop z dwuteowników z pasami z forniru klejonego warstwowo LVL i środkiem z płyty wiórowej na stole montażowym. Źródło: materiały Andrewex Construction.	49
Fotografia 15 - Elewacja gotowego biurowca HasleTre [oslotre.no].	61
Fotografia 16 - Wnętrze HasleTre [oslotre.no].....	62
Fotografia 17 - Po lewej: Ukończony budynek, po prawej: układ konstrukcyjny [Moelven, Abrahamsen, 2017].....	66
Fotografia 18 - Odsłonięte masywne słupy konstrukcji w lokalu gastronomicznym [Moelven].	69
Fotografia 19 - Błędy realizacyjne na budowie z użyciem niewykwalifikowanej kadry.	73
Fotografia 20 - Budowa domu w Darlen. Źródło: Richard Meier & Partners [Archdaily].	74
Fotografia 21 - Parter z widoczną granicą między modułami przed połączeniem konstrukcyjnym i pracami wykończeniowymi.....	84
Fotografia 22 - Montaż modułu pierwszego piętra. Wersja budynku z dachem płaskim.....	86

Fotografia 23 - Moduły posadowione przed połączeniem. Wersja budynku z dachem płaskim.	87
Fotografia 24 - Osiedle podczas budowy [Cygnum].	88
Fotografia 25 - Montaż panelu stropowego [Cygnum].	89
Fotografia 26 - Jeden z budynków przy Goldsmith Street w Norwich [Cygnum].	89
Fotografia 27 – Montaż paneli stropowych – widok parteru w stołówce. Źródło: Materiały Andrewex Construction.	99
Fotografia 28 - Widok wykończonego budynku od strony rdzenia żelbetowego. Źródło: materiały Andrewex Construction.	100
Fotografia 29 - Montaż elementów stropowych, widok na rdzeń żelbetowy na piętrze. Źródło: materiały Andrewex Construction.	102
Fotografia 30 - Moduły budynku Woodie, od lewej: w zakładzie prefabrykacji, podczas montaż [Prefabium Blog].	109
Fotografia 31 - Budynek biurowo-laboratoryjny w Pisz - widok na układ słupowo ryglowy z zastrzałami. Źródło: materiały Andrewex Construction.	110
Fotografia 32 - Stropodach z DKK i narożne umiejscowienie rdzenia żelbetowego w budynku w Pisz. Źródło: materiały Andrewex Construction.	110
Fotografia 33- Konstrukcja budynku w Redwood City podczas montażu. Po lewej stronie widoczny stalowy prętowy rdzeń usztywniający [Western Wood Structures].	116
Fotografia 34 - Jedna z kondygnacji budynku w Redwood City podczas montażu konstrukcji. Widoczne podwójne otworowane belki stropowe, a także taśmy stalowe perforowane, łączące ze sobą wzdłużnie panele z DKK. Źródło: Cesar Rubio Photography za Structure Magazine.	117
Fotografia 35 - Timber Pioneer podczas montażu - widok na ściany usztywniające z DKK	122
Fotografia 36 - Słup i podciąg z DKW [UBM Development].	124
Fotografia 37 - Widok z zewnątrz podczas robót wykańczających. Źródło: materiały udostępnione Modulam.	135
Fotografia 39 - Panel stropowy z DKK na konstrukcji ściany z lekkiego szkieletu drewnianego [Woodworks, 1].	140
Fotografia 40 - Virtuoso podczas budowy [Woodworks, 1].	142