

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA I NAUK O ŚRODOWISKU

PRACA DYPLOMOWA MAGISTERSKA

TEMAT: ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW
Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH
TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU

WYKONAWCA: INŻ. KRZYSZTOF SŁOMA

OPIEKUN PRACY DYPLOMOWEJ: DR INŻ. MARCIN GRYNIEWICZ

BIAŁYSTOK 2026 ROK

PODZIĘKOWANIA

Na początku chciałbym złożyć szczególne podziękowania mojemu promotorowi, Panu dr. inż. Marcinowi Gryniewiczowi, za opiekę merytoryczną, poświęcony czas, cierpliwość oraz każdą cenną uwagę przekazaną podczas realizacji niniejszej pracy dyplomowej.

Nasza wspólna „sterowcowa” historia rozpoczęła się po jednym z wykładów z przedmiotu podstawy konstrukcji metalowych. To właśnie wtedy pojawiły się pierwsze rozmowy o możliwości podjęcia tematu dawnej bazy sterowcowej w Lesie Pietrasze. Niedługo później wybraliśmy się na pierwsze spotkanie w terenie z Panem Piotrem Szutkiewiczem, któremu w równym stopniu zawdzięczam obecną formę pracy. To właśnie tam, na terenach leśnych, temat zaczął nabierać realnego kształtu — od pierwszych obserwacji, rozmów i ustaleń, po kolejne badania terenowe, analizy oraz poszukiwania materiałów historycznych.

Dziękuję za wspólne rozmowy, analizy, poszukiwania i za wieloetapowe spojrzenie na temat — najpierw historyczne, a następnie konstrukcyjne. Szczególne znaczenie miało dla mnie profesjonalne podejście Pana Promotora, umiejętność łączenia wiedzy inżynierskiej z otwartością na nietypowy temat badawczy oraz konsekwentne prowadzenie mnie przez kolejne etapy pracy. Dzięki temu temat hangaru dla sterowców stał się nie tylko zadaniem dyplomowym, lecz również prawdziwą przygodą naukową i inżynierską.

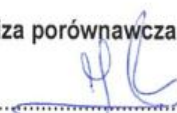
Dziękuję również za zaszczepienie we mnie pasji do konstrukcji — początkowo przede wszystkim stalowych, a z czasem także drewnianych i wszystkich tych, w których można odnaleźć inżynierską logikę, piękno oraz odpowiedzialność projektowania. Każda rozmowa, konsultacja, analiza wyników, wspólne wystąpienia na konferencjach oraz każda uwaga miały istotny wpływ na kształt tej pracy i na moje dalsze spojrzenie na konstrukcje budowlane.

Panu Piotrowi Szutkiewiczowi, twórcy strony internetowej „Sterowce, Pietrasze i Wiatr”, dziękuję również za udostępnione materiały historyczne, rozmowy, konsultacje oraz ogromne zaangażowanie w odkrywanie historii bazy sterowcowej w Lesie Pietrasze. Dziękuję za każdą wskazówkę, każdy przekazany dokument, wspólne analizy terenowe oraz przede wszystkim za godziny spędzone w lesie, niekiedy w trudnych i dość spartańskich warunkach, podczas odkrywania kolejnych kart historii hangaru w Lesie Pietrasze.

Niniejsza praca magisterska jest dla mnie nie tylko zakończeniem pewnego etapu studiów, lecz także zwieńczeniem wspólnej pracy, poświęconego czasu oraz determinacji w dążeniu do rozwiązania zagadki związanej z hangarem dla sterowców w Lesie Pietrasze. Coś się kończy, ale jednocześnie coś się zaczyna — dlatego mam nadzieję, że praca ta stanie się początkiem dalszych działań, badań i współpracy związanej z historią bazy sterowcowej.

inż. Krzysztof Słoma

Karta dyplomowa

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA Wydział Budownictwa i Nauk o Środowisku	Studia stacjonarne stacjonarne/niestacjonarne studia II stopnia studia I stopnia/studia II stopnia	Nr albumu studenta 112692
		Rok akademicki 2025/2026
		Kierunek studiów Budownictwo Specjalność Konstrukcje Budowlane i Inżynierskie
Krzysztof Słoma Imiona i nazwisko studenta TEMAT PRACY DYPLOMOWEJ: Analiza konstrukcji wojskowego hangaru sterowców z okresu I Wojny Światowej stacjonujących na historycznych terenach miasta Białegostoku. Zakres pracy: 1. Analiza literatury lub konsultacje w zakresie historycznych danych dotyczących budowy baz sterowcowych na terenie Polski północno – wschodniej. 2. Propozycja podpartej historycznymi materiałami źródłowymi konstrukcji jednego z hangarów stacjonujących na ówczesnych terenach Białegostoku. 3. Obliczenia statyczne przy założeniu obecnych warunków i norm projektowych z ewentualnym uwzględnieniem szczegółowych danych archiwalnych (jeżeli istnieją). 4. Sprawdzenie nośności głównych elementów konstrukcyjnych zgodnie z zaleceniami Eurokodu. W przypadku niespełnienia nośności zaproponować alternatywne rozwiązania. 5. Analiza porównawcza otrzymanych wyników wymiarowania z historycznymi materiałami źródłowymi (opisami, schematami, rysunkami) oraz względem alternatywnej wersji konstrukcji (np. opisanej w innych źródłach). 6. Przygotowanie modelu 3D w oprogramowaniu opartym o BIM wraz z rysunkami technicznymi ostatecznej wersji konstrukcji hangaru sterowców, najbardziej zbliżonej do przedstawianej w zgromadzonych materiałach. Słowa kluczowe (max 5): hangar sterowców, obiekt historyczny, analiza porównawcza  dr inż. Marcin Gryńiewicz imiona i nazwisko, stopień opiekuna pracy dyplomowej i podpis		

Subject of diploma thesis:

Structural analysis and historical reconstruction of a First World War military airship hangar located in the former airship base area in Pietrasze Forest, Białystok.

SUMMARY

The subject of this master's thesis is the structural analysis and historical reconstruction of a military airship hangar from the period of the First World War, located in the historical area of Białystok, in the present-day Pietrasze Forest. The aim of the thesis was to reconstruct the geometry, structural system and material solution of the hangar as accurately as possible, based on historical sources, archival materials, field research and modern engineering analysis.

The work combines historical research with structural engineering methods. In the first stage, available historical materials, archival maps, technical descriptions and field observations were analysed in order to identify the probable location, dimensions and structural form of the hangar. Particular importance was given to a Russian technical publication concerning airship hangars, which allowed the original structural concept of the building to be interpreted as a timber structure rather than a steel one. This finding became the basis for the further reconstruction and numerical analysis of the object.

The reconstructed hangar was modelled as a large-span timber structure composed of arched truss frames, supporting trestles, purlins, longitudinal members, bracing systems and steel-reinforced connections. Several numerical models were prepared in RFEM 6, including two-dimensional and three-dimensional models, historical load variants, a model including modern safety factors, and a final model assessed according to contemporary design standards. The influence of wind was additionally analysed using RWIND, which made it possible to study the aerodynamic behaviour of the reconstructed hangar geometry.

The main structural members were verified according to current Eurocode requirements. The analysis included the ultimate and serviceability limit states, member stability, deflections, internal forces and selected structural connections. Special attention was paid to the roof purlins, main supporting posts, upper and lower chords of the arched trusses, bracing members and representative timber–steel joints. The final timber variant was designed using glued laminated timber GL28h, with selected cross-sections adjusted to meet contemporary structural requirements. An important part of the thesis was the comparison between the historically justified timber variant and an alternative steel variant of the same hangar geometry. The comparison included mass, global deformations, internal forces, support reactions and an

approximate cost analysis. The timber structure had an estimated mass of approximately 470 tonnes, while the steel variant exceeded 1200 tonnes. The steel model was therefore about 2.5 times heavier and, in the adopted comparative model, showed larger global displacements. The cost comparison also indicated that the timber solution was more favourable for the main load-bearing structure, mainly due to its significantly lower mass and lower expected fabrication and erection costs.

The final stage of the work involved the development of a detailed three-dimensional model of the hangar in Tekla Structures. The model includes the main timber structural system, bracing, foundations, steel plates, bolts and selected carpentry joints. It was prepared not only as a visualisation, but also as a technical reconstruction of the building, showing the spatial arrangement of the structure and the character of its connections.

The results of the thesis confirm that the timber airship hangar was a technically rational and historically justified solution. The reconstructed structural system shows a clear load transfer path and can be adapted to contemporary design requirements after appropriate verification and modification of selected elements. The work demonstrates that the hangar in Pietrasze Forest should be considered not only as an element of local military and aviation history, but also as an example of an advanced historical timber engineering structure.

Spis treści

1.	Wstęp	9
1.1.	Cel i przedmiot pracy	11
1.2.	Zakres pracy	12
1.3.	Metody badawcze	13
2.	Uwarunkowania historyczne oraz baza źródłowa	15
2.1.	Rozwój sterowców i budownictwa hangarowego	15
2.2.	Baza sterowcowa w Lesie Pietrasze	20
2.3.	Materiały źródłowe i stan badań.....	25
3.	Rekonstrukcja historycznego układu hangaru	31
3.1.	Badania terenowe i weryfikacja lokalizacji obiektu.....	31
3.2.	Odtworzenie geometrii hangaru	42
3.3.	Identyfikacja i rekonstrukcja układu konstrukcyjnego hangaru.....	47
3.4.	Dane źródłowo potwierdzone oraz założenia rekonstrukcyjne przyjęte w pracy	56
4.	Założenia obliczeniowe oraz warianty analiz numerycznych	60
4.1.	Założenia materiałowe, geometryczne i konstrukcyjne	60
4.2.	Obciążenia historyczne oraz współczesne oddziaływania normowe	68
4.2.1.	Oddziaływania stałe wg PN-EN 1991-1-1:2005 [N2].....	69
4.2.2.	Obciążenie użytkowe połączeń dachowej wg PN-EN 1991-1-1:2005 [N2].....	74
4.2.3.	Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3:2005 [N3].....	75
4.2.4.	Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4:2005 [N4]	84
4.2.5.	Obciążenia historyczne przyjęte do modelu pierwotnego na podstawie [L1] ..	98
4.3.	Schematy obliczeniowe i charakterystyka przyjętych modeli numerycznych	104
4.4.	Model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego	107
4.5.	Model przestrzenny 3D konstrukcji	112
4.6.	Model historyczny podstawowy konstrukcji	118

4.7.	Model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa	124
4.8.	Model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru	129
4.9.	Model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych drewnianego i stalowego	142
5.	Ocena pracy konstrukcji oraz weryfikacja stanów granicznych	150
5.1.	Weryfikacja zgodności modeli 2D i 3D.....	151
5.2.	Ocena pracy konstrukcji przy historycznych obciążeniach obliczeniowych	159
5.3.	Wpływ współczesnych współczynników bezpieczeństwa na ocenę nośności konstrukcji	173
5.4.	Ocena konstrukcji według współczesnych obciążeń normowych.....	180
5.5.	Wymiarowanie głównych elementów konstrukcyjnych.....	191
5.5.1.	Założenia do wymiarowania elementów drewnianych	191
5.5.2.	Wymiarowanie płatwi dachowej	194
5.5.3.	Wymiarowanie głównego elementu nośnego kozła – słup.....	204
5.5.4.	Wymiarowanie pasa górnego kratownicy łukowej.....	213
5.5.5.	Wymiarowanie elementu skratowania kratownicy łukowej – krzyżulca	219
5.5.6.	Wymiarowanie pasa dolnego kratownicy łukowej	226
5.5.7.	Zestawienie wyników wymiarowania pozostałych elementów konstrukcji...	232
5.5.8.	Wnioski z wymiarowania elementów drewnianych	234
5.6.	Wymiarowanie i ocena pracy połączeń konstrukcyjnych.....	236
5.6.1.	Wymiarowanie połączenia P0-1 – węzeł kalenicowy pasa górnego	236
	Sprawdzenie docisku czołowego pasa górnego.....	241
5.6.2.	Wymiarowanie połączenia P0-2 – węzeł oparcia kratownicy łukowej na koźle – węzeł podporowy.....	257
5.6.3.	Wymiarowanie połączenia P0-3 – połączenie pasa dolnego z krzyżulcami oraz słupkiem	272
5.6.4.	Założenia konstrukcyjne dla pozostałych połączeń.....	284

5.7.	Analiza porównawcza wariantu stalowego i drewnianego hangaru dla sterowców	286
5.7.1.	Cel i zakres analizy porównawczej	287
5.7.2.	Porównanie masy konstrukcji.....	290
5.7.3.	Porównanie deformacji globalnych konstrukcji	291
5.7.4.	Porównanie sił wewnętrznych w wariancie stalowym	293
5.7.5.	Porównanie reakcji podporowych	300
5.7.6.	Wnioski z analizy porównawczej	302
5.7.7.	Szacunkowe porównanie kosztów wykonania wariantu drewnianego i stalowego.....	303
5.8.	Odniesienie wyników obliczeń do pozyskanych materiałów historycznych	306
6.	Model 3D konstrukcji, dokumentacja i wnioski.....	312
6.1.	Model przestrzenny hangaru i dokumentacja rysunkowa hangaru	312
6.2.	Wnioski końcowe	321
	Bibliografia.....	324
	Literatura i źródła historyczne	324
	Materiały archiwalne i kartograficzne	325
	Akty ustawodawcze i obowiązujące normy projektowe	325
	Dokumentacja oprogramowania i narzędzia wykorzystane w pracy	325
	Strony internetowe i materiały popularnonaukowe.....	326
	Spis rysunków.....	327

1. Wstęp

Hangary dla sterowców należą do grupy konstrukcji inżynierskich, których rozwój oraz geneza pozostawał bezpośrednio związany z postępowaniem techniki lotniczej przełomu XIX i XX wieku. Opierano się przy tym na doświadczeniach związanych z budową doków i hangarów służących budowie okrętów. W aeronautyce obiekty te służyły do obsługi, remontu, przechowywania, a niekiedy budowy sterowców. Wraz ze wzrostem gabarytów statków powietrznych, zmianą ich układu konstrukcyjnego oraz rozwojem metod eksploatacji następowała równoległa ewolucja budowli przeznaczonych do ich obsługi. Hangar dla sterowców przestał tym samym pełnić jedynie funkcję osłonową, stając się wyspecjalizowaną budowlą inżynierską, której forma przestrzenna, układ nośny oraz rozwiązania technologiczne i funkcjonalne musiały pozostawać w ścisłej relacji z wymaganiami stawianymi przez sam sterowiec, jego gabaryty (wymiary konstrukcyjne), warunki manewrowania oraz organizację całej bazy aeronautycznej. Rozwój budownictwa hangarowego należy zatem rozpatrywać jako integralny element historii sterowców. Szczególną rolę odegrały w tamtym okresie doświadczenia niemieckie, następnie francuskie, angielskie i amerykańskie, gdzie rozwój sterowców sztywnych doprowadził do powstania obiektów o coraz większych rozpiętościach, wysokościach i długościach należących do najbardziej zaawansowanych realizacji inżynierskich swojej epoki. Sterowce musiały być przechowywane w obiektach zapewniających nie tylko ochronę przed warunkami atmosferycznymi, lecz także możliwość prowadzenia prac serwisowych, konserwacyjnych i modernizacyjnych. Wymagania eksploatacyjne związane z bezpiecznym wprowadzaniem i wyprowadzaniem sterowca, koniecznością zapewnienia odpowiednich prześwitów, szerokości na określonych poziomach oraz ochrony przed oddziaływaniem wiatru sprawiły, iż projektowanie hangarów stało się zagadnieniem niezwykle złożonym, wymagającym jednoczesnego uwzględnienia wymaganych aspektów geometrycznych, materiałowych, statycznych czy technologicznych.

Na tle tych zjawisk szczególne zainteresowanie wzbudza hangar dla sterowców zlokalizowany w Lesie Pietrasze w Białymstoku, wzniesiony w okresie poprzedzającym wybuch I Wojny Światowej. Obiekt ten stanowi przykład wielkowymiarowej budowli podporządkowanej potrzebom ówczesnej techniki wojskowej i lotniczej, a zarazem rzadki materiał badawczy pozwalający przeanalizować historyczne zasady projektowania tak dużych układów nośnych konstrukcji. Jego wartość wynika nie tylko z unikatowości samej realizacji, jej historii oraz miejsca lokalizacji, lecz również z możliwości odtworzenia geometrii obiektu,

jego układu konstrukcyjnego, sposobu wymiarowania oraz organizacji montażu na podstawie zachowanych źródeł historycznych i archiwalnych [L1]. W początkowej fazie badań nad bazą sterowcową w Lesie Pietrasze, prowadzonej w oparciu o ograniczony zasób dokumentów archiwalnych, relacje mieszkańców oraz konsultacje historyczne z Panem Piotrem Szutkiewiczem – twórcą strony internetowej „Sterowce, Pietrasze i Wiatr” przyjęto hipotezę, że obiekt posiadał wielkogabarytową konstrukcję stalową [S1]. Pogląd ten wynikał przede wszystkim ze wspomnień mieszkańców osiedla Pietrasze o pozostałościach stalowych kratownic i innych metalowych elementów konstrukcyjnych, które jeszcze przez wiele lat po I Wojnie Światowej miały znajdować się na terenie dawnej bazy sterowcowej. Trwałość reliktyw konstrukcyjnych interpretowano wówczas jako informację utwierdzającą w przekonaniu o metalowym charakterze ustroju, analogicznie do późniejszych wielkoprzestrzennych hal przemysłowych czy magazynowych budowanych podczas I Wojny Światowej. W konsekwencji, we wcześniejszej pracy inżynierskiej hangar odtworzono jako konstrukcję stalową, zgodnie zarówno z ówczesnym stanem rozpoznania historycznego, jak i pierwotnie z przyjętym zakresem opracowania pracy.

Dalsze badania archiwalne, przeprowadzone jeszcze podczas pisania pracy inżynierskiej a następnie pogłębione na potrzeby niniejszej pracy magisterskiej doprowadziły jednak do rewizji przyjętej wcześniej hipotezy i postawienia nowej. Kluczowe znaczenie miało pozyskanie rosyjskiego opracowania technicznego [L1] poświęconego budowie hangarów dla sterowców, zawierającego opis ówczesnych, związanych z realiami przełomu XIX i XX wieku warunków projektowych, zastosowanych rozwiązań konstrukcyjnych, przyjętych obciążeń oddziałujących na konstrukcję, stosowanych przez inżynierów metod wymiarowania oraz technologii montażu, tak skomplikowanej budowli. Szczegółowa analiza tego źródła wykazała jednoznacznie, że oryginalna wersja hangaru w Lesie Pietrasze była konstrukcją drewnianą, a nie konstrukcją stalową. Oznacza to, że wcześniejsza rekonstrukcja stalowa, choć uzasadniona na etapie wstępnego rozpoznania, nie odzwierciedlała w pełni historycznego rozwiązania materiałowo-konstrukcyjnego obiektu. Jednocześnie jej opracowanie stanowiło wartość dodaną pracy naukowej, doprowadziło bowiem do powstania dodatkowego wariantu konstrukcyjnego hangaru, który w dalszej części pracy zostanie poddany analizie porównawczej z oryginalnym wariantem drewnianym.

Praca magisterska jest kontynuacją badań rozpoczętych przy pracy inżynierskiej. W pierwszym etapie, przy ograniczonej bazie źródłowej, hangar odtworzono jako konstrukcję stalową. Późniejsze rozpoznanie materiałów historycznych pozwoliło doprecyzować

rzeczywisty charakter obiektu i przejść do rekonstrukcji bliższej pierwotnemu rozwiązaniu drewnianemu, z zachowaniem stalowych elementów wzmacniających połączenia. Taki przebieg prac nie podważa wcześniejszych ustaleń, lecz pokazuje naturalny rozwój procesu badawczego: od hipotezy, przez jej weryfikację, do pełniejszego modelu konstrukcji.

Przedmiotem pracy jest projekt odtwórczy wojskowego hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze w Białymstoku. Opracowanie obejmuje historyczną formę obiektu, jego materiał konstrukcyjny, układ nośny oraz warunki projektowe, w tym obciążenia przyjmowane dla tego typu budowli. W pracy wykorzystano mapy, fotografie, relacje, dokumenty archiwalne oraz rosyjskie opracowanie techniczne dotyczące budowy hangarów w Imperium Rosyjskim na początku XX wieku. Najważniejsze były te materiały, które pozwalały odtworzyć geometrię, rozstaw ram, kształt łuków, układ kozłów, rozwiązanie bramy, historyczne obciążenia oraz zasady wymiarowania elementów drewnianych. Na tej podstawie przygotowano cyfrową rekonstrukcję oraz model numeryczny w RFEM 6. W pracy rozróżniono dane potwierdzone źródłowo od przyjętych założeń rekonstrukcyjnych, co było konieczne zarówno z punktu widzenia rzetelności historycznej, jak i poprawności inżynierskiej.

1.1. Cel i przedmiot pracy

Celem pracy jest odtworzenie wojskowego hangaru dla sterowców zlokalizowanego na terenie obecnego Lasu Pietrasze w Białymstoku oraz sprawdzenie pracy jego konstrukcji z wykorzystaniem współczesnych narzędzi obliczeniowych. Opracowanie nie ogranicza się do rekonstrukcji bryły obiektu. Obejmuje również układ nośny, materiał, połączenia, założenia projektowe oraz ocenę, czy tak odtworzona konstrukcja mogłaby spełnić wymagania współczesnych norm. Ważną częścią pracy jest porównanie dwóch wariantów: wcześniejszej rekonstrukcji stalowej oraz obecnie opracowanego wariantu drewnianego. Pozwala to ocenić wpływ materiału, masy własnej i sposobu pracy ustroju na siły wewnętrzne, przemieszczenia i reakcje podporowe.

Przedmiotem pracy jest wojskowy hangar dla sterowców wzniesiony na terenie obecnego Lasu Pietrasze w Białymstoku w okresie poprzedzającym wybuch I Wojny Światowej. Obiekt ten stanowi przykład wielkowymiarowej budowli inżynierskiej związanej z funkcjonowaniem dawnej infrastruktury sterowcowej oraz jej zaplecza w realiach przedrewolucyjnej Rosji. Przedmiot analizy obejmuje zarówno samą formę architektoniczno-

przestrzenną obiektu, jak i jego układ konstrukcyjny, zasady historycznego wymiarowania, organizację montażu, warunki projektowe, w których był on realizowany.

W aspekcie konstrukcyjnym przedmiot pracy obejmuje rozpoznanie i odtworzenie podstawowych elementów nośnych hangaru, takich jak koźły podporowe z drewna okrągłego, łuki konstrukcyjne, elementy podłużne usztywniające konstrukcję a także podstawowe połączenia i detale węzłowe wraz z ich analizą. W sensie badawczym przedmiot pracy obejmuje również źródła historyczne odnoszące się do tego obiektu, w tym rosyjskie opracowanie techniczne, materiały archiwalne, dokumenty źródłowe, rysunki techniczne oraz informacje uzyskane podczas badań terenowych w Lesie Pietrasze. Dzięki temu badany obiekt traktowany jest jako zabytek techniki, materiał źródłowy do badań nad historią budownictwa drewnianego oraz jako pełnowartościowa konstrukcja inżynierska podlegająca współczesnej analizie statyczno-wytrzymałościowej.

1.2. Zakres pracy

Zakres pracy obejmuje analizę historyczną, rekonstrukcję geometryczno-konstrukcyjną oraz ocenę statyczno-wytrzymałościową wojskowego hangaru dla sterowców zlokalizowanego na terenie obecnego Lasu Pietrasze w Białymstoku. W szczególności zakres pracy obejmuje:

1. Analizę literatury oraz konsultacje w zakresie historycznym danych dotyczących budowy baz sterowcowych na terenie Polski północno – wschodniej.
2. Opracowanie propozycji konstrukcji jednego z hangarów stacjonujących na ówczesnych terenach Białegostoku, opartej na historycznych materiałach źródłowych.
3. Wykonanie obliczeń statycznych przy założeniu współczesnych warunków i norm projektowych, z ewentualnym uwzględnieniem szczegółowych danych archiwalnych, jeżeli takie istnieją.
4. Sprawdzenie nośności głównych elementów konstrukcyjnych zgodnie z zaleceniami Eurokodu oraz, w przypadku niespełnienia warunków nośności, zaproponowanie alternatywnych rozwiązań.
5. Przeprowadzenie analizy porównawczej otrzymanych wyników wymiarowania z historycznymi materiałami źródłowymi, a w szczególności opisami, schematami i rysunkami, oraz uwzględnienie alternatywnej wersji konstrukcji, opisanej w innych źródłach.

6. Przygotowanie modelu 3D w oprogramowaniu opartym o BIM wraz z rysunkami ostatecznej wersji konstrukcji hangaru dla sterowców, możliwie najbardziej zbliżonej do rozwiązania przedstawionego w zgromadzonych materiałach.

1.3. Metody badawcze

Realizacja celu pracy wymagała zastosowania kilku wzajemnie uzupełniających się metod badawczych obejmujących zarówno warsztat historyczny i współczesne narzędzia analizy inżynierskiej, jak również badania terenowe przeprowadzane na terenie dawnej wojskowej bazy sterowcowej, na obszarze której zlokalizowany był hangar. Takie podejście umożliwiło połączenie analizy materiałów źródłowych z weryfikacją terenową oraz współczesnym modelowaniem konstrukcyjnym. Podstawową metodę stanowiła analiza źródeł historycznych i technicznych. Obejmowała ona krytyczne odczytanie, porównanie i interpretację materiałów archiwalnych takich jak map, fotografii, rysunków oraz rosyjskich opracowań technicznych dotyczących hangarów dla sterowców. Szczególne znaczenie miała analiza rozdziału XI opracowania technicznego [L1], zawierającego opis konstrukcji hangaru inżyniera Zaszczuka, historyczne warunki projektowe, dane geometryczne, informacje o sposobie wymiarowania oraz organizacji montażu. To właśnie ten materiał stanowił podstawowe źródło rekonstrukcji historycznego układu konstrukcyjnego hangaru w Lesie Pietrasze.

Drugą istotną metodą była analiza porównawcza, polegająca na zestawieniu danych dotyczących hangaru w Lesie Pietrasze, z informacjami odnoszącymi się do analogicznych obiektów z tego samego okresu. Pozwoliło to na lepsze zrozumienie cech typowych dla budownictwa hangarowego danej epoki oraz na odróżnienie rozwiązań potwierdzonych źródłowo od tych, które wymagały przyjęcia założeń konstruktorskich. Analiza porównawcza obejmowała również odniesienie wariantu drewnianego do wcześniej opracowanego modelu stalowego, co umożliwiło późniejsze zestawienie obu rozwiązań pod względem materiałowym, geometrycznym i statycznym. Istotnym elementem procesu badawczego były również badania terenowe oraz analiza lokalizacji obiektu, które umożliwiły rozpoznanie pozostałości dawnej bazy sterowcowej. W ich wyniku zidentyfikowano ślady związane z przypuszczalnym umiejscowieniem hangaru, opracowano mapę punktów odpowiadających prawdopodobnemu położeniu podpór fundamentowych, uchwycono orientację budynku w terenie oraz odtworzono jego podstawową geometrię. Uzyskane w ten sposób dane zostały następnie zestawione oraz zweryfikowane z materiałami historycznymi, co pozwoliło potwierdzić, iż na analizowanym

obszarze rzeczywiście funkcjonowała baza sterowcowa wraz z hangarem, w którym obsługiwano sterowce Albatros II i Astra [L1], [S1]. Badania terenowe okazały się zatem ważnym narzędziem wspomagającym proces rekonstrukcji, ponieważ pozwoliły odnieść informacje źródłowe do rzeczywistego układu przestrzennego terenu.

W części inżynierskiej zastosowano metodę modelowania numerycznego, polegającą na opracowaniu szczegółowego, przestrzennego modelu konstrukcji 3D w programach do modelowania konstrukcji inżynierskich, takich jak RFEM 6 oraz Tekla Structures [O1], [O3]. Model ten umożliwił kompleksową analizę pracy ustroju nośnego pod wpływem przyjętych obciążeń zarówno wynikających ze współczesnych norm projektowych, jak i historycznych założeń obciążeniowych stosowanych przez ówczesnych konstruktorów. Dzięki temu możliwe stało się porównanie pracy konstrukcji w dwóch różnych porządkach obliczeniowych: historycznym i współczesnym. Uzupełnieniem modelowania numerycznego było modelowanie przestrzenne 3D w środowisku BIM, służące odtworzeniu przestrzennej formy obiektu oraz przygotowanie dokumentacji rysunkowej ostatecznej wersji rekonstrukcji. Zastosowanie tej metody pozwoliło nie tylko na przedstawienie geometrii hangaru, lecz również na uporządkowanie wiedzy o jego elementach konstrukcyjnych, wzajemnych relacjach przestrzennych oraz przyjętych rozwiązaniach materiałowych i węzłowych.

Zastosowane metody pozwoliły połączyć analizę historyczną, badania terenowe i współczesne narzędzia obliczeniowe. Dzięki temu hangar odtworzono nie tylko jako formę przestrzenną, ale także jako rzeczywisty układ konstrukcyjny, którego pracę można było sprawdzić metodami inżynierskimi.

2. Uwarunkowania historyczne oraz baza źródłowa

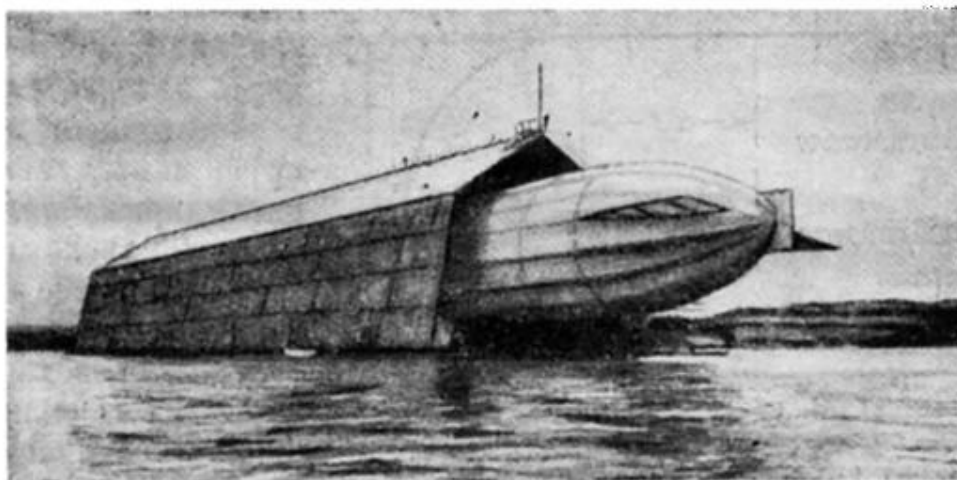
Rozpoznanie historycznego kontekstu powstania hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze stanowi jeden z podstawowych warunków jego poprawnej rekonstrukcji. Odtworzenie tego rodzaju obiektu nie ogranicza się wyłącznie do analizy geometrii i układu konstrukcyjnego. Aby lepiej zrozumieć odtwarzany obiekt, należy przywołać również jego tło historyczne dotyczące rozwoju sterowców, budownictwa hangarowego oraz wojskowej infrastruktury aeronautycznej początku XX wieku. Dopiero takie pełne ujęcie analizowanego tematu pozwala właściwie odczytać funkcję obiektu, logikę jego projektowania oraz znaczenie przyjętych rozwiązań materiałowych i konstrukcyjnych, a co za tym idzie – jego pracę statyczną. Z punktu widzenia niniejszej pracy szczególne znaczenie ma również identyfikacja oraz krytyczna ocena materiałów źródłowych, na podstawie których możliwe było odtworzenie historycznej formy hangaru. Baza źródłowa [L1], [A1], [S1], obejmuje zarówno rosyjskie opracowanie techniczne, materiały archiwalne, fotografie i mapy, jak również wyniki badań terenowych oraz wcześniejsze ustalenia badawcze odnoszące się do bazy sterowcowej w Lesie Pietrasze. Zgromadzenie i porównanie tych materiałów pozwala nie tylko na potwierdzenie samego istnienia bazy sterowcowej i istnienia samego hangaru, lecz również na określenie, które cechy obiektu mają charakter źródłowo potwierdzony, a które wymagają przyjęcia dodatkowych założeń rekonstrukcyjnych.

W związku z tym niniejszy rozdział obejmuje trzy zasadnicze zagadnienia. W pierwszej kolejności przedstawiono rozwój sterowców i związanego z tym budownictwa hangarowego na przełomie XIX i XX wieku, stanowiący niezbędne tło do dalszych analiz. Następnie omówiono bazę sterowcową w Lesie Pietrasze jako element infrastruktury sterowcowej Imperium Rosyjskiego. W końcowej części rozdziału scharakteryzowano materiały źródłowe oraz dotychczasowy stan badań, które stanowią podstawę dalszej rekonstrukcji i analizy konstrukcyjnej hangaru.

2.1. Rozwój sterowców i budownictwa hangarowego

Rozwój sterowców na przełomie XIX i XX wieku stanowił jeden z najważniejszych etapów w historii techniki lotniczej, a zarazem bezpośredni impuls do powstania zupełnie nowej kategorii wielkogabarytowych budowli inżynierskich, jakimi były hangary dla sterowców. Wraz z przejściem od prób eksperymentalnych do eksploatacji dużych, sterowalnych statków powietrznych pojawiła się konieczność wznoszenia obiektów zdolnych

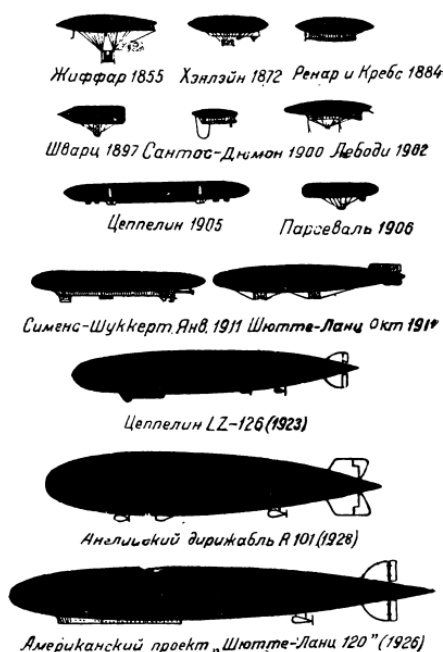
do ich przechowywania, obsługi technicznej, remontu, modernizacji, a niekiedy również ich montażu. Konstrukcję początkowych hangarów dla sterowców pokazano na poniższym rysunku rys.2.1. Na początku nie eksperymentowano tylko z samymi sterowcami, ich wymiarami, gabarytami czy konstrukcją, ale również z formą obiektów obsługowych.



Rys. 2.1. Wczesna forma hangaru dla sterowców o konstrukcji pływającej. Źródło:

Opracowanie własne na podstawie [L1]

W tym sensie rozwój budownictwa hangarowego nie miał charakteru wtórnego wobec sterowców i rozwoju aeronautyki, lecz stanowił jego nieodłączną część. Chociaż pierwsze próby opanowania przestrzeni powietrznej miały miejsce już pod koniec XVIII wieku, rzeczywisty przełom nastąpił wraz z pojawieniem się sterowców o konstrukcji sztywnej i półsztywnej napędzanych wodorem[L1]. Wzrost długości, średnicy i objętości statków – od jednostek o kubaturze rzędu 11 000 m³ na początku stulecia do sterowców gigantów o pojemności przekraczającej 180 000 m³ w latach 30. XX wieku – wymuszał przejście od prostych hal osłonowych do budowli o bardzo dużych rozpiętościach, znacznych wysokościach i starannie kształtowanej geometrii. Skalę tego zjawiska dobrze ilustruje zestawienie rozwoju gabarytów sterowców przedstawione na rys.2.2.

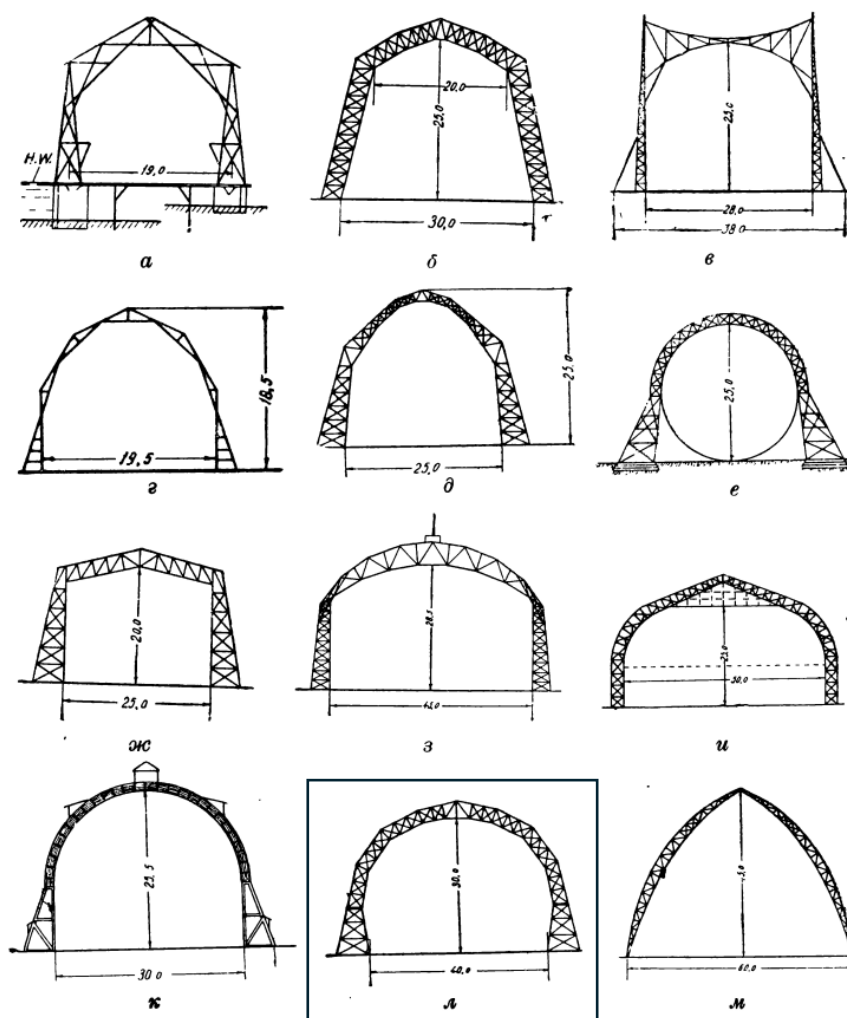


Rys. 2.2. Rozwój gabarytów sterowców od połowy XIX wieku do lat 20. XX wieku.
Źródło: Opracowanie własne na podstawie [L1]

Zwiększające się gabaryty statków sprawiły, że wyzwaniem inżynierskim przestała być wyłącznie sama konstrukcja zadaszenia, a coraz większego znaczenia nabrały aerodynamika oraz logistyka obsługi naziemnej. Operacje wprowadzania i wyprowadzania statku z hangaru okazały się jednymi z najbardziej niebezpiecznych momentów całej eksploatacji. Siły inercji – siły bezwładności powstające przy manewrowaniu dużymi masami, w połączeniu ze znaczną powierzchnią boczną statków, bardzo podatną na oddziaływanie wiatru, stwarzały realne ryzyko uszkodzenia kadłuba. Jak wykazały ówczesne badania aerodynamiczne, prowadzone między innymi przez Gustava Eiffla we Francji czy dr. O. Krella w Niemczech, tradycyjne hangary stałe narażały ogromnych trudności podczas bocznych wiatrów. W rejonie otwartych wrót tworzyły się silne zawirowania przepływu i krótkotrwałe wzrosty prędkości wiatru, które mogły zepchnąć statek z osi jego wprowadzania do budynku. Próby rozwiązania tego problemu, na przykład poprzez budowę sztucznych osłon wiatrochronnych, nie zawsze przynosiły oczekiwane rezultaty, czego przykładem była katastrofa sterowca „Deutschland” w Dusseldorfie [L1], związana z niekorzystnym wpływem prądów powietrznych generowanych przez samą osłonę. Odpowiedzią na te problemy było poszukiwanie nowych form hangarów: od niezwykle kosztownych hangarów obrotowych, umożliwiających ustawienie obiektu zgodnie z kierunkiem wiatru, po hangary stałe wyposażone w rozwiniętą mechanizację, systemy wózków szynowych i zewnętrzne urządzenia cumownicze.

W latach poprzedzających wybuch I Wojny Światowej największym doświadczeniem w konstruowaniu hangarów sterowcowych dysponowali Niemcy, którzy wypracowali kilka

systemów budowy tego rodzaju obiektów inżynierskich oraz Francuzi. Z rosyjskich materiałów [L1] wynika, że to głównie niemieckie doświadczenia stanowiły ważny punkt odniesienia dla działań podejmowanych w Imperium Rosyjskim. Na potrzeby wojska zakupiono również kilka sterowców francuskich. Rosyjskie władze wojskowe dostrzegły potencjał nowego środka rozpoznania i oddziaływania. Już w 1907 roku Ministerstwo Wojny rozpoczęło zorganizowane działania ukierunkowane na rozwój własnej floty sterowcowej i budowę niezbędnych obiektów obsługowych. W tym celu powołano specjalną Komisję Aeronautyczną przy Głównym Zarządzie Inżynieryjnym. Jednym z jej kluczowych zadań stało się rozpoznanie zachodnich doświadczeń w zakresie lotnisk, urządzeń obsługi naziemnej i hangarów. Szczególną rolę odegrał tu wojskowy inżynier, pułkownik Wsiewołod Aleksandrowicz Zaszczuk [L1], członek korpusu inżynieryjnego rosyjskiej armii, który po analizie rozwiązań zachodnich uczestniczył w opracowaniu rodzimej koncepcji sterowca i towarzyszącej mu infrastruktury. Jednocześnie rosyjskie władze wojskowe nie ograniczały się do biernego kopiowania rozwiązań zagranicznych, lecz podjęły próbę wypracowania własnego systemu projektowania i realizacji hangarów dostosowanych do krajowych warunków materiałowych, organizacyjnych i militarnych. W 1912 roku carska Komisja Aeronautyczna opracowała szczegółową specyfikację hangarów dla sterowców i ogłosiła konkurs na projekt takiej budowli o konstrukcji drewnianej. Sam fakt ogłoszenia konkursu na hangar drewniany ma istotne znaczenie dla niniejszej pracy magisterskiej. Potwierdza on, że wybór materiału nie był przypadkowy, lecz wynikał z realiów gospodarczych i strategicznych epoki, w której stal stawała się materiałem coraz bardziej pożądanym w produkcji zbrojeniowej i zarazem dobrem deficytowym w budownictwie. W zależności od lokalnych uwarunkowań stosowano zarówno konstrukcje metalowe, jak i duże ustroje drewniane wzmacniane elementami żelaznymi w połączeniach, okuciach i detalach montażowych. Rozwiązania takie były charakterystyczne zwłaszcza tam, gdzie budowa obiektów musiała uwzględniać ograniczenia logistyczne, lokalne zasoby materiałowe oraz potrzebę szybkiej realizacji inwestycji o znaczeniu wojskowym. Zebrany materiał porównawczy wskazuje jednocześnie, że hangary dla sterowców nie stanowiły grupy obiektów całkowicie jednorodnych. Ich forma, geometria i układ konstrukcyjny były z reguły podporządkowane rozmiarom obsługiwanego sterowca, warunkom gruntowym i lokalizacji bazy. Zróżnicowanie tych rozwiązań dobrze ilustrują przykłady form geometrycznych hangarów przedstawione na rys.2.3. Źródła rosyjskie [L1] podkreślają wręcz, że poszczególne konstrukcje miały cechy indywidualne i niepowtarzalne, mimo że stanowiły element szerszego procesu ewolucji tej klasy obiektów inżynierskich.

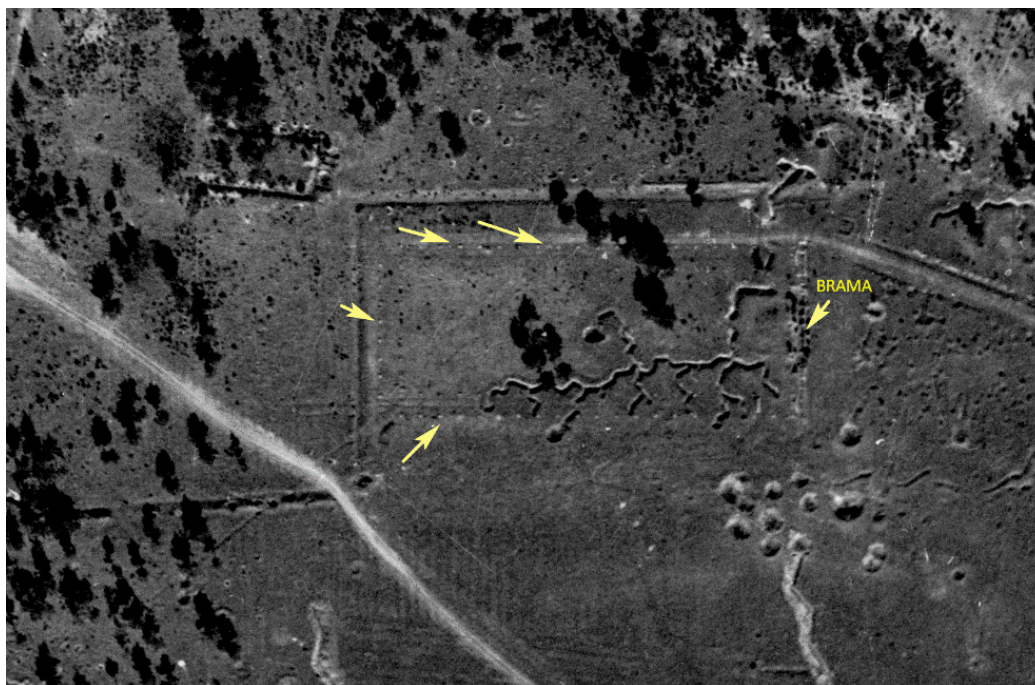


Rys. 2.3. Przykłady zróżnicowanych form geometrycznych hangarów dla sterowców.
Źródło: Opracowanie własne na podstawie [L1]

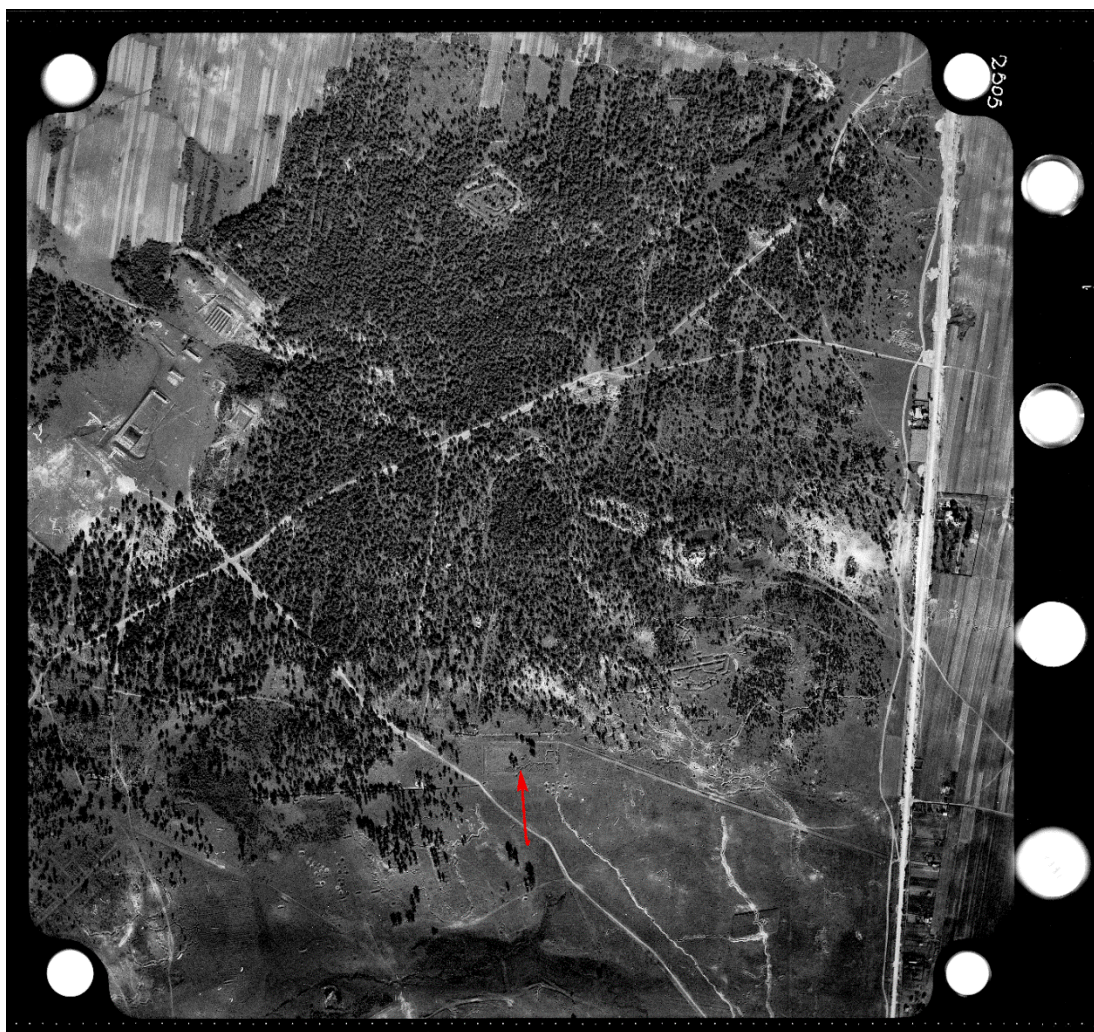
Rozwój hangarów dla sterowców był częścią historii budownictwa, techniki lotniczej i wojskowej organizacji zaplecza. Sterowce traktowano jako strategiczne środki rozpoznania, obserwacji i transportu, dlatego ich bazy lokalizowano w miejscach ważnych z punktu widzenia działań wojskowych. Hangary projektowano nie tylko pod kątem nośności, ale także pod kątem eksploatacji, manewrowania statkiem powietrznym i ochrony przed wiatrem. W przypadku Europy Środkowo-Wschodniej szczególne znaczenie mają rozwiązania rosyjskie, z których wywodzi się analizowany hangar w Lesie Pietrasze.

2.2. Baza sterowcowa w Lesie Pietrasze

Baza sterowcowa zlokalizowana na terenie dzisiejszego Lasu Pietrasze w Białymstoku, stanowiła element rosyjskiej infrastruktury wojskowej związanej z rozwojem i eksploatacją sterowców w okresie poprzedzającym wybuch I Wojny Światowej. Z zachowanych materiałów [L1], [S2], wynika, że obiekt ten powstał na obszarze ówczesnego poligonu carskiej 16 Dywizji Piechoty, na terenie obejmującym część dawnych Pietrasz oraz Jaroszków-Bagnówki. Historyczne położenie bazy na tle materiałów kartograficznych przedstawiono na rys.2.4 oraz rys. 2.5.



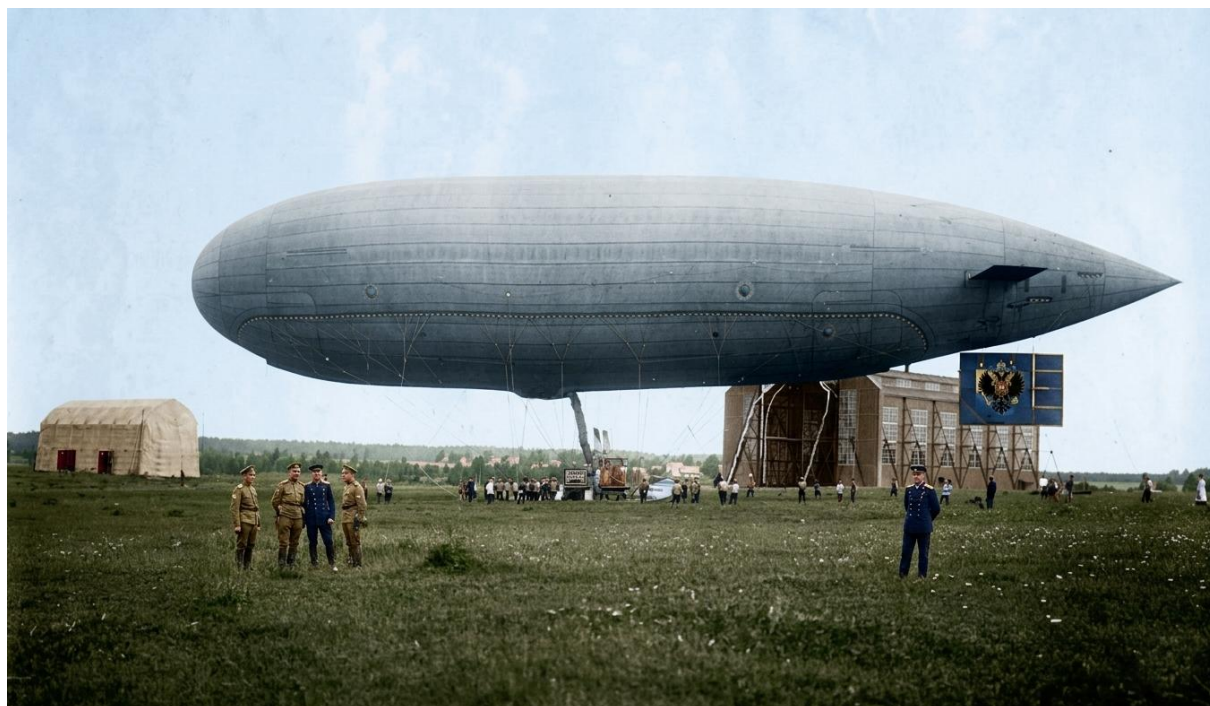
Rys. 2.4. Lokalizacja bazy w Lesie Pietrasze na mapie historycznej – zbliżenie.
Źródło: Opracowanie własne na podstawie [A1]



Rys. 2.5. Mapa historyczna - teren przedstawiający bazę sterowcową oraz Las Pietrasze.
Źródło: Centralne Archiwum Wojskowe [A1]

Początek budowy hangaru datowany jest na 1 stycznia 1913 roku, natomiast oddanie jego do służby miało nastąpić po upływie około 6 miesięcy od daty rozpoczęcia budowy. Ostatnim etapem realizacji miało być zamontowanie wielkich żelaznych, krytych blachą wrót, które przewidywano dostarczyć w ciągu ośmiu miesięcy od rozpoczęcia budowy. Dane te [L1] wskazują, że baza w Lesie Pietrasze nie była obiektem przypadkowym ani prowizorycznym, lecz częścią zorganizowanego programu budowy wojskowych hangarów dla sterowców w Imperium Rosyjskim. W świetle zgromadzonych materiałów [L1], [S2], baza w Lesie Pietrasze powinna być interpretowana jako obiekt o charakterze przede wszystkim eksploatacyjnym. Oznacza to, że jej centralnym elementem był hangar służący do postoju, obsługi, ochrony i bieżącego utrzymania oraz napraw sterowców, a nie budowla przeznaczona wyłącznie do ich montażu. Na terenie bazy znajdował się nie tylko sam hangar, lecz również umiejscowiony na ruchomej platformie dźwig, urządzenia i obiekty towarzyszące, związane z tankowaniem, magazynowaniem wodoru, przechowywaniem paliwa do silników sterowca,

prowadzeniem napraw i obsługą techniczną sterowców [L1], [A1]. Takie ujęcie pozostaje zgodne zarówno z logiką budownictwa sterowcowego epoki, jak i z klasyfikacją hangarów wynikającą z rosyjskiego opracowania technicznego [L1]. Skalę relacji pomiędzy sterowcem a obiektem obsługowym dobrze ilustruje przykład cumowania sterowca przy hangarze przedstawiony na rys.2.6.



Rys. 2.6. Cumowanie sterowca Gryf przy hangarze.

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [S3]

Szczególne znaczenie dla identyfikacji bazy ma jej osadzenie w terenie. Materiały archiwalne i kartograficzne [L1], [A1], [S2], wskazują, że obszar dawnej bazy różnił się wyraźnie od współczesnego obszaru Lasu Pietrasze. Z map archiwalnych wynika zarówno skala historycznego kompleksu, jak i możliwość powiązania zachowanych relikwów terenowych z historycznym układem obiektu. Na tej podstawie przyjęto, że baza zajmowała obszar około 0,8-1,0 ha, natomiast powierzchnia samego hangaru wynosiła około 6908,31 m². Tak duża skala budowli znajduje uzasadnienie w rozmiarach stacjonujących w niej sterowców oraz w charakterze wojskowego zaplecza sterowcowego, które musiało zapewnić warunki nie tylko dla samego postoju statku powietrznego, ale również dla jego obsługi i przygotowania do lotu.

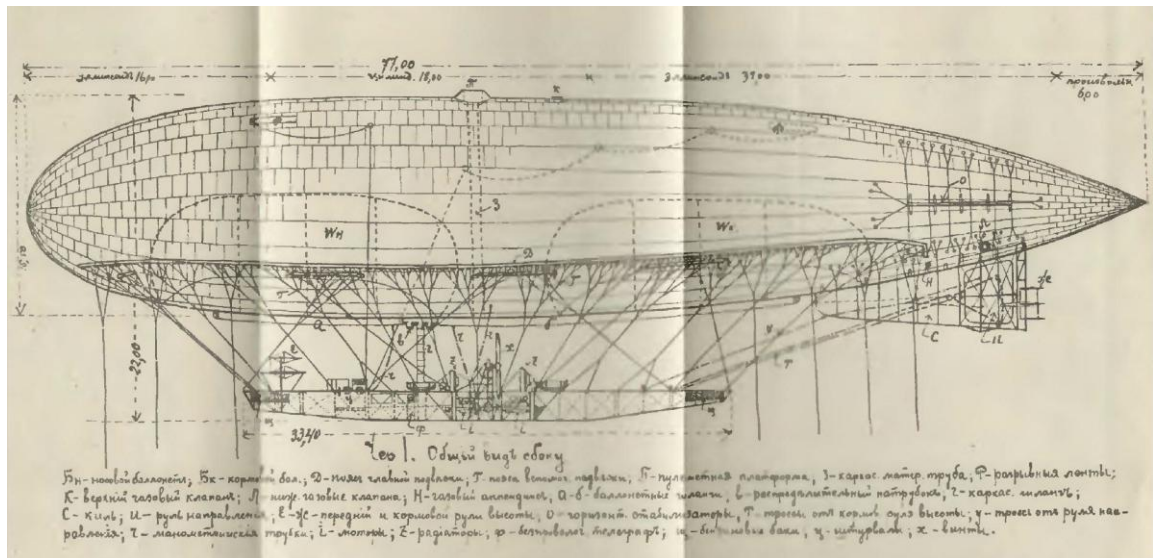
Kluczowym etapem identyfikacji dawnej bazy sterowcowej były badania terenowe przeprowadzone w Lesie Pietrasze. W ich trakcie zinwentaryzowano zachowane betonowe podpory fundamentowe, które można interpretować jako relikty głównych punktów podparcia konstrukcji hangaru. Na podstawie materiałów badawczych [L1], [A3] oraz dokumentacji

własnej stwierdzono, że na analizowanym obszarze zachowało się około 100 takich elementów, reprezentujących różne typy podpór zewnętrznych i wewnętrznych.

Zebrana dokumentacja terenowa, obejmująca fotografie, pomiary rozstawów, szkice oraz siatkę punktów, została następnie zestawiona z planem hangaru odtworzonym na podstawie materiałów historycznych [L1]. Porównanie to wykazało wysoką zgodność pomiędzy układem zachowanych fundamentów a geometrią obiektu wynikającą ze źródeł. Szczególnie istotne było potwierdzenie podstawowych wymiarów hangaru: długości 123,60 m, szerokości zewnętrznej około 53,10 m, szerokości wewnętrznej 40,10 m oraz całkowitej wysokości około 33,70 m. Zgodność tych danych z rzeczywistym rozmieszczeniem reliktyw terenowych stanowi jeden z najważniejszych argumentów przemawiających za poprawnością przyjętej rekonstrukcji.

W trakcie prac terenowych rozpoznano również struktury interpretowane jako pozostałości tuneli lub kanałów technicznych, zlokalizowane w rejonie potencjalnej bramy wjazdowej. Ich obecność ma znaczenie interpretacyjne, ponieważ dobrze wpisuje się w funkcję bazy jako obiektu przeznaczonego do obsługi sterowców, w tym prac technicznych oraz operacji związanych z gazem nośnym przechowywanym w butlach (w tamtym czasie istniały też mobilne wytwornice wodoru). Same te struktury nie stanowią oczywiście samodzielnego dowodu na pełny układ zaplecza technicznego, ale wzmacniają hipotezę, że analizowany teren obejmował złożoną infrastrukturę sterowcową, a nie wyłącznie pojedynczą halę.

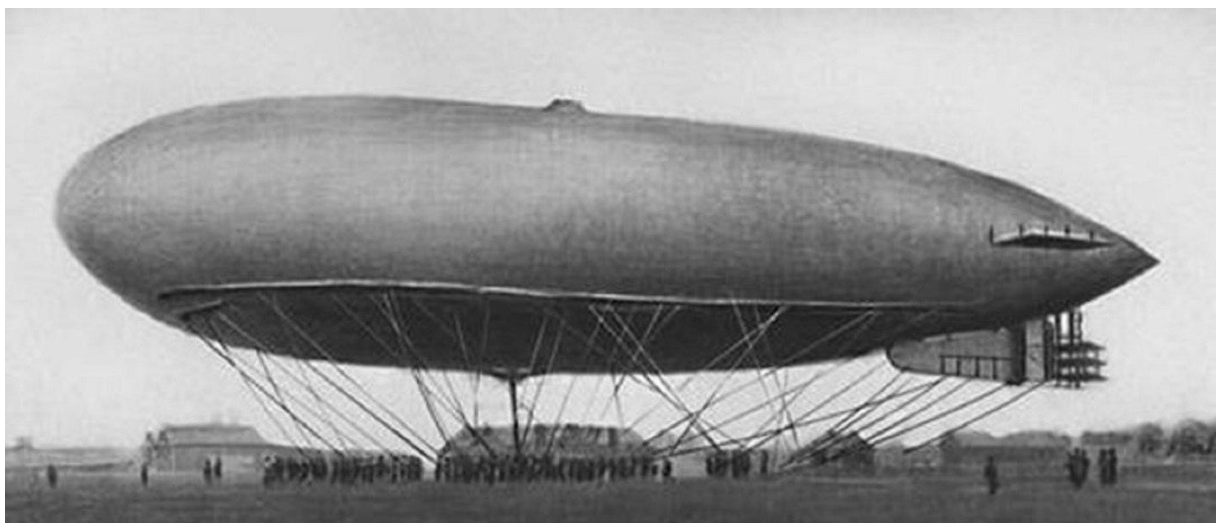
Z materiałów źródłowych wynika ponadto, że w bazie stacjonowały sterowce o znacznych gabarytach, w tym Astra i Albatros II. Szczególne znaczenie dla interpretacji skali hangaru ma sterowiec Albatros II, którego dane techniczne przedstawiono na rys. 2.7. Zestawienie wymiarów tego sterowca z odtworzoną geometrią hangaru pozwala lepiej zrozumieć skalę obiektu oraz wymagania przestrzenne, jakie musiała spełniać konstrukcja.



Rys. 2.7. Opis techniczny sterowca Albatros II.

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [S3]

Według danych pochodzących z wyżej przedstawionego rysunku technicznego, sterowiec Albatros II miał długość około 77 m, wysokość około 22 m, średnicę 14,80 m i objętość około 2400 m³. Sam wygląd i skala tej jednostki zostały przedstawione na rys.2.8. Zdjęcie pokazuje również ile lin należało wykorzystać, aby utrzymać sterowiec w jednej pozycji oraz jak duży był zespół ludzi niezbędny do manewrowania sterowcem podczas startu, lądowania i cumowania.



Rys. 2.8. Sterowiec Albatros II - proces cumowania.

Źródło: Opracowanie własne na podstawie [S3]

Parametry dotyczące gabarytów sterowców wskazują, że budowla przeznaczona do jego obsługi musiała mieć znaczne rozmiary i odpowiednio kształtowany prześwit wewnętrzny. Materiał porównawczy dodatkowo wzmacnia przekonanie, że baza w Lesie Pietrasze była częścią szerszej konsekwentnie rozwijanej sieci rosyjskich baz sterowcowych.

Na tej podstawie i w oparciu o dane historyczne można stwierdzić, że baza sterowcowa w Lesie Pietrasze nie stanowiła odosobnionego epizodu lokalnej historii, lecz była elementem większego systemu wojskowo-technicznego Imperium Rosyjskiego (jako baza przyfrontowa stanowiła ważny element III Kompanii Aeronautycznej z siedzibą w Lidzie). Jej znaczenie wynikało nie tylko z samego istnienia hangaru, lecz również z funkcji, jaką pełniła jako obiekt obsługujący sterowce wykorzystywane do lotów ćwiczebnych, zwiadowczych i bojowych. W rezultacie analizowany hangar należy postrzegać nie jako abstrakcyjną konstrukcję inżynierską, lecz jako obiekt ściśle związany z konkretną infrastrukturą militarną, organizacją zaplecza technicznego i rzeczywistym użytkowaniem operacyjnym.

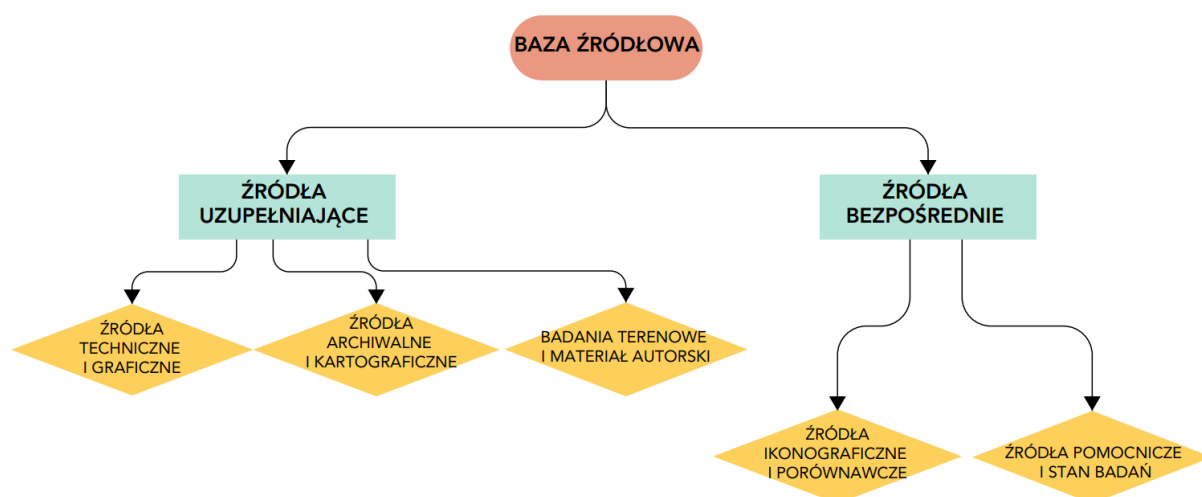
2.3. Materiały źródłowe i stan badań

Podstawę niniejszej pracy stanowi zróżnicowana baza materiałowa, obejmująca źródła techniczne, archiwalne, kartograficzne, ikonograficzne oraz wyniki autorskich badań terenowych. Ze względu na brak zachowanej pełnej dokumentacji projektowej dotyczącej hangaru w Lesie Pietrasze, rekonstrukcja obiektu musiała zostać oparta na metodzie syntetycznej, polegającej na zestawieniu i wzajemnej weryfikacji źródeł o różnym charakterze, stopniu szczegółowości i wiarygodności. Struktura tej bazy źródłowej została schematycznie przedstawiona na rys. 2.9, natomiast szczegółowe zestawienie wykorzystanych materiałów zamieszczono w tabeli 2.1 przedstawionej w dalszej części rozdziału.

Najważniejsze znaczenie dla pracy ma rosyjskie opracowanie techniczne W. K. Blinowa i W. S. Sokowa „Elingi dla dirizablej” z 1935 roku [L1], stanowiące podstawowe źródło historyczno-techniczne dla rekonstrukcji analizowanego obiektu. Opracowanie to zawiera zarówno szerokie tło rozwoju budownictwa hangarowego, jak i szczegółowy opis konstrukcji drewnianych hangarów dla sterowców budowanych w Imperium Rosyjskim, w tym hangarów projektowanych według koncepcji inż. Wsiewołoda Zaszczuka. Wspomniane opracowanie zawiera opis rozwiązań projektowych stworzonych z myślą o hangarze umiejscowionym w Białymstoku i trzech innych lokalizacjach (Kownie, Brześciu Litewskim i Gieczynie (okolice Petersburga)). Z punktu widzenia niniejszej pracy szczególne znaczenie mają zawarte w nim dane dotyczące warunków projektowych, wymiarów obiektu, historycznych obciążeń śniegiem i wiatrem, układu nośnego, geometrii łuków i kozłów, a także technologii montażu oraz rozwiązań materiałowych. Drugą istotną grupę materiałów stanowią źródła archiwalne i kartograficzne. Szczególne znaczenie mają tu historyczne mapy z zasobu Centralnego Archiwum Wojskowego [A1], wykorzystane do lokalizacji dawnej bazy

sterowcowej i osadzenia jej w układzie przestrzennym terenu. Materiały te pozwoliły na zestawienie archiwalnego obrazu obszaru z jego współczesnym stanem, a także na wstępne rozpoznanie orientacji budynku, przebiegu dróg dojazdowych oraz relacji pomiędzy hangarem a otoczeniem dawnego poligonu wojskowego. Istotnym uzupełnieniem, materiałów archiwalnych są źródła ikonograficzne, obejmujące fotografie historyczne, materiały porównawcze innych hangarów oraz ilustracje odnoszące się do sterowców stacjonujących w bazie. Strukturę bazy źródłowej wykorzystanej w procesie rekonstrukcji hangaru przedstawiono na rys.2.9. Zestawienie to, pokazuje, że podstawą pracy były zarówno źródła bezpośrednie, obejmujące materiały techniczne, archiwalne i terenowe, jak i źródła uzupełniające, wspierające interpretację historyczną i porównawczą.

BAZA ŹRÓDŁOWA REKONSTRUKCJI HANGARU



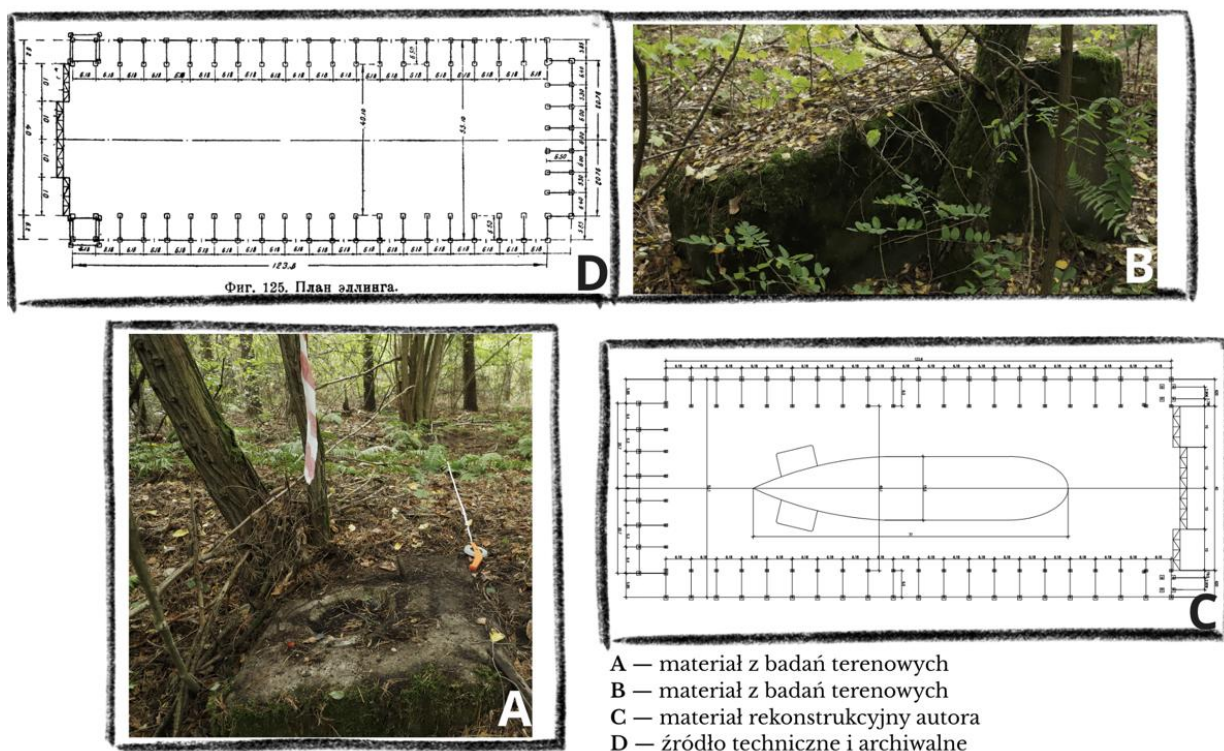
Rys. 2.9. Struktura bazy źródłowej wykorzystanej w procesie rekonstrukcji hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze. Źródło: Opracowanie własne

Źródła ikonograficzne nie zawsze dostarczają danych wymiarowych umożliwiających bezpośrednie modelowanie konstrukcji, jednak ogrywają bardzo istotną rolę interpretacyjną. Pozwalają bowiem lepiej zrozumieć sposób użytkowania obiektu, relację pomiędzy hangarem a sterowcem oraz charakter infrastruktury sterowcowej początku XX wieku.

Osobną i bardzo ważną grupę materiałów stanowią autorskie badania terenowe przeprowadzone na obszarze dawnej bazy sterowcowej w Lesie Pietrasze. Ich celem było rozpoznanie reliktywów terenowych, identyfikacja i dokumentacja zachowanych bloków fundamentowych, analiza przypuszczalnego położenia bramy wjazdowej do hangaru oraz weryfikacja orientacji obiektu w terenie oraz próbę ustalenia przeznaczenia pozostałych

elementów betnowych (kilkunastotonowy betnowy graniastosłup stanowiący prawdopodobnie element kotwienia odciągów bramy, studzienki w których osadzano filary bramy oraz fundamenty i elementy mocowania szyn wózków napędu bramy). Badania te obejmowały zarówno etap rozpoznawczy, jak i etap pomiarowo-weryfikacyjny, a ich wyniki zostały następnie przełożone na rysunki siatki punktów u układu fundamentów, stanowiące ważne ogniwo pomiędzy stanem zachowanym w terenie a rekonstrukcją geometryczną hangaru. Badania terenowe pokazały również istotny wymiar zespołowy i konsultacyjny. Uczestniczyli w nich autor pracy, Piotr Szutkiewicz – twórca portalu „Sterowce, Pietrasze i Wiatr”, a zarazem osoba udostępniająca liczne materiały historyczne i wspierająca interpretację lokalnego kontekstu bazy – oraz promotor pracy, dr inż. Marcin Gryńiewicz. W jednym z etapów wykonano także pomocnicze pomiary geodezyjne z wykorzystaniem specjalistycznych geodezyjnych lokalizatorów GPS, które jednak z uwagi na bardzo gęsty drzewostan i zakłócenia sygnału miały ograniczoną dokładność i zostały potraktowane jako materiał pomocniczy. Ważnym elementem stanu badań jest również wcześniejsza praca inżynierska autora, która stanowiła pierwszy etap naukowego rozpoznania obiektu. Na etapie pracy inżynierskiej, przy jeszcze ograniczonej bazie źródłowej, przyjęto hipotezę o stalowym charakterze konstrukcji hangaru. Praca ta stanowiła ważny, dodatkowy impuls doprowadzenia dalszych poszukiwań materiałów i danych. Dopiero późniejsze pozyskanie i analiza rosyjskiego opracowania technicznego [L1] pozwoliły na rewizję tej hipotezy i przejście do rekonstrukcji drewnianej.

Podsumowując, baza źródłowa niniejszej pracy ma charakter wielowarstwowy i interdyscyplinarny. Jej podstawę merytoryczną stanowi rosyjskie opracowanie techniczne [L1], uzupełnione o archiwalne mapy [A1], materiały ikonograficzne, źródła pomocnicze [S2], [S3], dokumentację badań terenowych oraz ustalenia wynikające z wcześniejszego etapu badawczego. Tak zbudowany zasób źródeł umożliwia zarówno rekonstrukcję historycznej formy hangaru, jak i podjęte próby jego współczesnej analizy konstrukcyjnej. Na rys.2.10. przedstawiono przykładowe materiały źródłowe wykorzystane w rekonstrukcji hangaru, ilustrujące wielowarstwowy charakter bazy źródłowej pracy. Ich zestawienie pokazuje, że proces odtwarzania obiektu opierał się na wzajemnej konfrontacji danych technicznych, archiwalnych, terenowych oraz materiału opracowanego przez autora.



Rys. 2.10. Przykładowe materiały źródłowe wykorzystane w procesie rekonstrukcji historycznej hangaru. Źródło: Opracowanie własne

Zestawienie przedstawione w tabeli 2.1. pokazuje, że proces rekonstrukcji nie opierał się na jednym rodzaju materiału, lecz na rekonstrukcji w tabeli 2.1 zestawiono najważniejsze grupy źródeł wykorzystywanych w pracy.

Tab. 2.1. Zestawienie materiałów źródłowych wykorzystywanych w pracy oraz ich znaczenia dla rekonstrukcji hangaru

Oznaczenie źródła	Rodzaj materiału	Zakres informacji	Znaczenie dla rekonstrukcji	Uwagi metodyczne
[L1]	historyczne źródło techniczne	rozwój sterowców, klasyfikacja hangarów, dane geometryczne, układ konstrukcyjny, historyczne obciążenia, detale konstrukcyjne, technologia montażu	źródło podstawowe i kluczowe dla rekonstrukcji geometrii, układu nośnego i założeń projektowych hangaru	rosyjskie opracowanie techniczne; wykorzystane w tłumaczeniu własnym autora
[S2]	źródło internetowe / materiał popularno-historyczny	informacje o bazie w Pietraszach, materiały lokalne, fotografie, interpretacje historyczne	źródło pomocnicze wspierające identyfikację problemu badawczego i lokalnego kontekstu historycznego	wykorzystywane ostrożnie; nie zastępuje źródeł technicznych i archiwalnych

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ
STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU

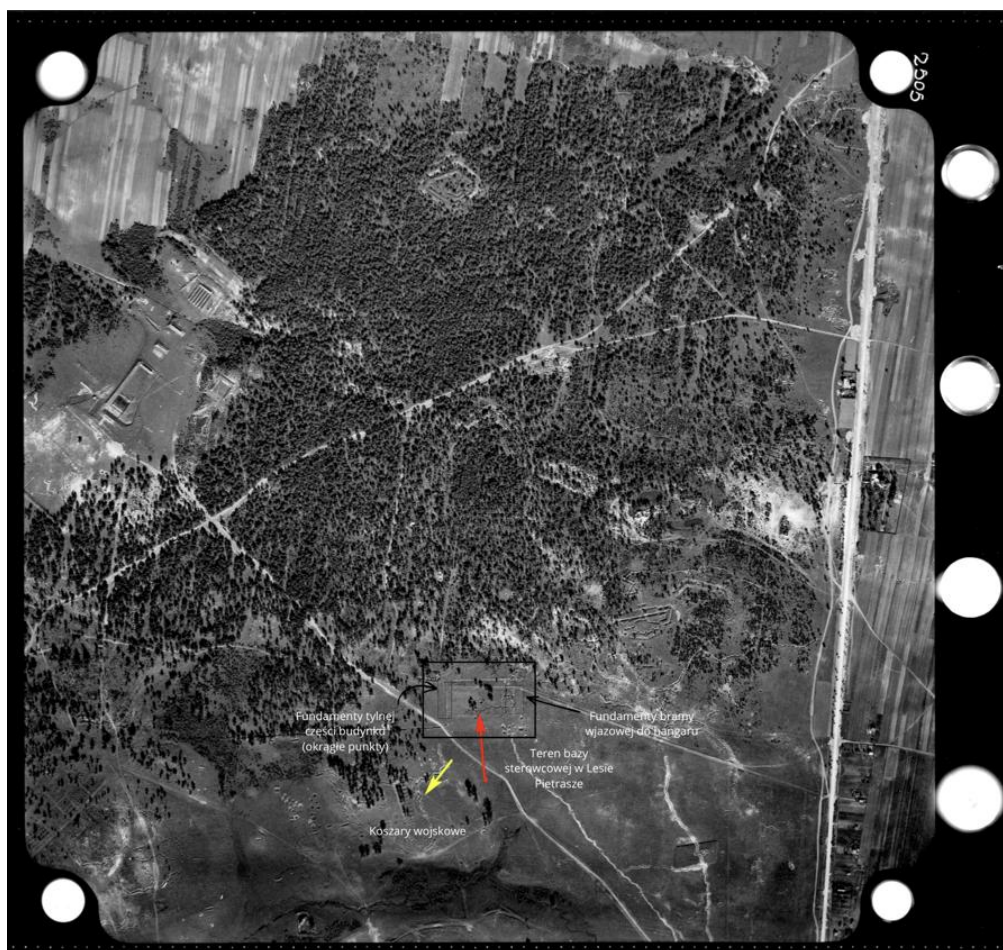
[S3]	materiał internetowy / kanał historyczny	popularyzacja historii Pietrasz, Bacieczek, Białegostoku i okolic; kontekst lokalny	źródło pomocnicze uzupełniające tło historyczne	materiał o charakterze wspomagającym, niewykorzystywany jako źródło podstawowe danych technicznych
[A1]	materiał archiwalny i kartograficzny	mapy historyczne, lokalizacja bazy, orientacja obiektu w terenie, relacje przestrzenne	źródło podstawowe dla weryfikacji lokalizacji bazy i osadzenia hangaru w układzie terenu	szczególnie istotne przy zestawieniu z badaniami terenowymi
dokumentacja fotograficzna historyczna	materiał ikonograficzny	wygląd sterowców, przykłady hangarów, relacja gabarytowa sterowiec–hangar	źródło pomocnicze i interpretacyjne wspierające odtworzenie funkcji i skali obiektu	nie zawsze daje dane wymiarowe; ważne dla interpretacji
fotografie porównawcze innych hangarów	materiał ikonograficzny porównawczy	podobne obiekty z Gątczyny, Brześcia Litewskiego i innych lokalizacji	źródło pomocnicze dla analizy typologicznej i porównawczej	wykorzystywane do interpretacji, nie jako bezpośrednia podstawa rekonstrukcji
autorskie badania terenowe	materiał badawczy własny	lokalizacja reliktyw, identyfikacja fundamentów, orientacja obiektu, rozstawy podpór, obserwacje terenowe	bardzo ważne źródło weryfikacyjne potwierdzające zgodność materiałów historycznych z reliktywami terenowymi	obejmowały osiem wyjść terenowych o łącznym czasie 37 godzin
autorska dokumentacja fotograficzna z terenu	materiał badawczy własny	stan zachowania fundamentów, relikty podpór, możliwe ślady kotew, tunele techniczne	źródło weryfikacyjne i dokumentacyjne	służyła do porównania z planem i przekrojem z [L1]
szkice i siatka punktów z badań terenowych	materiał rekonstrukcyjny własny	układ podpór fundamentowych, rozstawy, relacja do geometrii historycznej	źródło kluczowe dla weryfikacji geometrii hangaru w terenie	opracowanie własne na podstawie pomiarów terenowych
pomocnicze pomiary geodezyjne	materiał pomiarowy pomocniczy	współrzędne wybranych podpór fundamentowych	materiał pomocniczy wspierający rozpoznanie przestrzenne	ograniczona dokładność z uwagi na gęsty drzewostan i zakłócenia sygnału
wcześniejsza praca inżynierska autora	opracowanie badawcze własne	wcześniejszy etap rozpoznania obiektu, hipoteza konstrukcji stalowej, pierwsze próby rekonstrukcji	ważny element stanu badań i dokumentacji rozwoju procesu badawczego	wcześniejsze ustalenia częściowo zweryfikowane po pozyskaniu [L1]
relacje lokalne i konsultacje historyczne	materiał pomocniczy / konsultacyjny	informacje o lokalnej pamięci miejsca, interpretacja pozostałości bazy	materiał pomocniczy wspierający rozpoznanie problemu	wymagał konfrontacji ze źródłami archiwalnymi i technicznymi
[L6]–[L13]	współczesna literatura techniczna i obliczeniowa	projektowanie konstrukcji stalowych, katalogi, tablice, zagadnienia nośności i stateczności	literatura wykorzystywana w części obliczeniowej, modelowaniu i wymiarowaniu	nie stanowi źródła historycznych rekonstrukcji; pełni funkcję zaplecza analitycznego

Zestawienie przedstawione w tabeli 2.1. pokazuje, że proces rekonstrukcji nie opierał się na jednym rodzaju materiału, lecz na konfrontacji źródeł technicznych, archiwalnych, historycznych, ikonograficznych oraz terenowych, co istotnie zwiększa wiarygodność końcowych ustaleń oraz zrealizowany proces rekonstrukcji hangaru dla sterowców.

3. Rekonstrukcja historycznego układu hangaru

3.1. Badania terenowe i weryfikacja lokalizacji obiektu

Jednym z podstawowych etapów procesu rekonstrukcji historycznego hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze były badania terenowe, których celem było rozpoznanie zachowanych reliktyw dawnej bazy sterowcowej, weryfikacja lokalizacji obiektu oraz zestawienie obserwacji terenowych z materiałami archiwalnymi i technicznymi. W odróżnieniu od analizy źródeł pisanych i ikonograficznych badania terenowe umożliwiły bezpośredni kontakt z zachowanymi pozostałościami obiektu i tym samym pozwoliły sprawdzić, w jakim stopniu historyczne informacje znajdują potwierdzenie w rzeczywistym układzie przestrzennym terenu. Lokalizację obszaru badań oraz jego odniesienie do historycznego i współczesnego układu przestrzennego przedstawiono na rys.3.1. Z punktu widzenia niniejszej pracy miało to znaczenie zasadnicze, ponieważ rekonstrukcja hangaru nie mogła opierać się wyłącznie na źródłach pośrednich, lecz wymagała również terenowej weryfikacji zachowanych reliktyw.



Rys. 3.1. Lokalizacja obszaru badań terenowych na tle historycznego układu przestrzennego z 1949 roku. Źródło: Opracowanie na podstawie [A1]

Badania terenowe [A1], [A3] prowadzono etapowo, łącząc obserwację reliktyw z klasycznymi pomiarami rozstawów podpór, dokumentacją fotograficzną oraz próbami orientacji obiektu w terenie. Z wcześniejszej dokumentacji badawczej wynika, że łącznie przeprowadzono dziesięć wyjść terenowych o sumarycznym czasie około 50 godzin. Proces badawczy nie ograniczał się jednak wyłącznie do prac prowadzonych bezpośrednio w terenie. Obejmował również konsultacje, analizę pozyskanych materiałów, porządkowanie wyników oraz prezentację wstępnych ustaleń podczas wydarzeń naukowych. Udział w konferencji potraktowano w tym przypadku jako element pomocniczy procesu badawczego, ponieważ umożliwił przedstawienie dotychczasowych wyników, ich uporządkowanie oraz skonfrontowanie przyjętych założeń z szerszym kontekstem historyczno-inżynierskim. Z tego względu w tabeli 3.1. zestawiono nie tylko same wyjścia terenowe, lecz również konsultacje i zadania powiązane z dokumentowaniem oraz weryfikacją informacji dotyczących hangaru w Lesie Pietrasze.

Tabela. 3.1. Zestawienie przebiegu badań terenowych, konsultacji i zadań powiązanych

L.P.	Data	Ilość godzin [h]	Cel spotkania
1	13 kwietnia 2024	2	Zapoznanie się z tematyką badań oraz wstępne rozpoznanie terenu, na którym znajdował się dawny hangar dla sterowców.
2	13 czerwca 2024	4	Oznaczenie w terenie istniejących pozostałości betonowych podpór/fundamentów, przygotowanie wstępnego szkicu ich układu oraz zliczenie odnalezionych relikwów konstrukcji hangaru.
3	14 czerwca 2024	3	Wykonanie pomiarów terenowych/geodezyjnych, zebranie punktów pomiarowych, utworzenie siatki punktów oraz jej orientacja w terenie.
4	5 lipca 2024	7	Pomiary terenowe z zastosowaniem metod klasycznych, m.in. taśmy mierniczej, metrówki oraz linijki pomiarowej.
5	12 lipca 2024	7	Kontynuacja pomiarów terenowych, poszukiwanie zakopanych pozostałości podpór betonowych, zbieranie wymiarów i odległości oraz uzupełnianie siatki punktów pomiarowych.
6	3 sierpnia 2024	4	Badania terenowe ukierunkowane na poszukiwanie pozostałości bramy wjazdowej do hangaru. Wykonano analizę i pomiary elementów interpretowanych jako kanały, betonowe łuki oraz belki mogące stanowić relikty konstrukcji bramy.
7	5 października 2024	5	Dalsze rozpoznanie terenowe oraz weryfikacja hipotez badawczych na podstawie odnalezionych materiałów archiwalnych, map oraz literatury dotyczącej konstrukcji hangarów z okresu I wojny światowej.
8	12 października 2024	5	Poszukiwanie drugiej linii podpór betonowych, zbieranie wymiarów oraz porównanie wyników z materiałami archiwalnymi. Ustalano orientację przestrzenną hangaru, jego położenie względem współczesnej mapy oraz lokalizację części wejściowej i tylnej obiektu.
9	15 listopada 2025	5	Analiza pozostałości bramy wjazdowej do hangaru, w tym odkrytych relikwów kanału technicznego pod fundamentami bramy. Przeprowadzono wstępną interpretację otworów w belkach fundamentowych, które mogły być związane z osadzeniem szyn bramy wjazdowej hangaru.
10	24 lutego 2026	2	Wystąpienie w Domu Kultury Śródmieście poświęcone historii carskich sterowców w Białymstoku. Zaprezentowano model 3D rekonstrukcji hangaru, omówiono proces rekonstrukcyjny, wyniki badań terenowych oraz plan dalszych działań w ramach pracy magisterskiej.
11	21 marca 2026	5	Sprawdzenie wymiarów podpór fundamentowych na potrzeby modelu rekonstrukcyjnego drewnianego hangaru dla sterowców wykonywanego w ramach pracy magisterskiej. Przeprowadzono kontrolne pomiary rozstawu podpór oraz analizę możliwych połączeń konstrukcji drewnianej z fundamentami na podstawie zachowanych relikwów terenowych oraz rosyjskiego materiału technicznego [L1].
SUMA Σ =		49	h

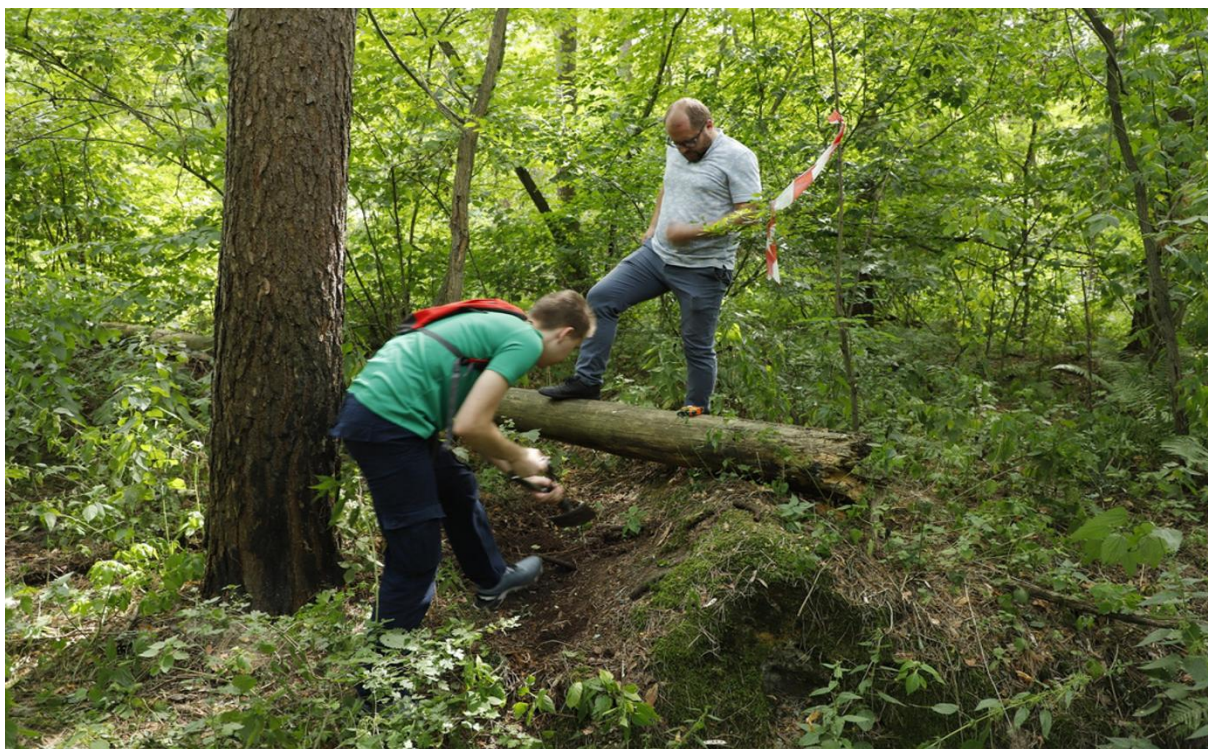
Zakres badań terenowych obejmował dwa zasadnicze etapy. Pierwszy miał charakter rozpoznawczy i polegał na identyfikacji zachowanych w terenie reliktyw dawnej bazy sterowcowej. Drugi etap miał charakter pomiarowo-weryfikacyjny. W jego ramach wykonywano pomiary odległości między odnalezionymi podporami, znakowano ich położenie w terenie oraz porównywano uzyskane wyniki z materiałami archiwalnymi i rosyjskim opracowaniem technicznym [L1]. Szczególną uwagę zwrócono na odnalezienie obu linii podpór, określenie orientacji budynku oraz rozpoznanie, po której stronie mogła znajdować się brama wjazdowa, a po której tylna część hangaru. Podczas analizy układu podpór fundamentowych posłużono się również kompasem. Wskazania terenowe potwierdziły, że w linii podłużnej hangar był zorientowany w osi wschód–zachód. Fragment dokumentacji fotograficznej z tego etapu badań przedstawiono na rys. 3.2.



Rys. 3.2. Dokumentacja fotograficzna przedstawiająca analizę orientacji obiektu w terenie.
Źródło: Fotografia własna

Istotną cechą prowadzonych prac był ich zespołowy charakter. W badaniach uczestniczyli autor pracy, Piotr Szutkiewicz – twórca portalu „Sterowce, Pietrasze i Wiatr” oraz osoba udostępniająca liczne materiały historyczne dotyczące bazy – a także promotor pracy, dr inż. Marcin Gryniewicz. Celem jednego z wyjść terenowych było zidentyfikowanie możliwie największej liczby zachowanych podpór oraz przeniesienie ich lokalizacji do notatek i szkiców terenowych. Dokumentację tego etapu przedstawiono na rys. 3.3.

W badaniach terenowych uczestniczyli także konsultacyjnie zaproszeni przedstawiciele Muzeum Wojska w Białymstoku oraz Działu Archeologii Muzeum Podlaskiego, którzy równolegle gromadzili dane na potrzeby utworzenia ścieżki historycznej w Lesie Pietrasze.



Rys. 3.3. Dokumentacja fotograficzna przedstawiająca etap prac badawczych w Lesie Pietrasze. Źródło: Fotografia własna

W jednym z etapów wykonano także pomocnicze pomiary geodezyjne z udziałem pracownika Wydziału, dr. inż. Waldemara Łupińskiego. Ich celem była próba określenia współrzędnych położenia poszczególnych podpór fundamentowych. Ze względu na gęsty drzewostan oraz związane z nim zakłócenia sygnału dokładność pomiarów okazała się jednak niewystarczająca. Z tego powodu materiał geodezyjny potraktowano jako pomocniczy, a nie jako wyłączną podstawę rekonstrukcji. Zasadnicze znaczenie zachowały pomiary wykonane metodą klasyczną, przy użyciu taśmy mierniczej, obserwacja układu terenu oraz dokumentacja fotograficzna. Podczas kolejnych wyjść terenowych rozpoznano liczne podpory fundamentowe zachowane na obszarze dawnej bazy. Z wcześniejszych ustaleń wynika, że reliktyw tych było około 100 (tyle fundamentów podpór udało się odnaleźć na terenie dawnej bazy sterowców, ich liczba mogła być nieznacznie większa), a ich rozmieszczenie odpowiadało różnym typom podpór zewnętrznych i wewnętrznych układu nośnego hangaru. Przykłady najlepiej zachowanych fundamentów przedstawiono na rys. 3.4–3.6.



Rys. 3.4. Przykład zachowanego, odsłoniętego fundamentu hangaru w Lesie Pietrasze.
Źródło: Fotografia własna



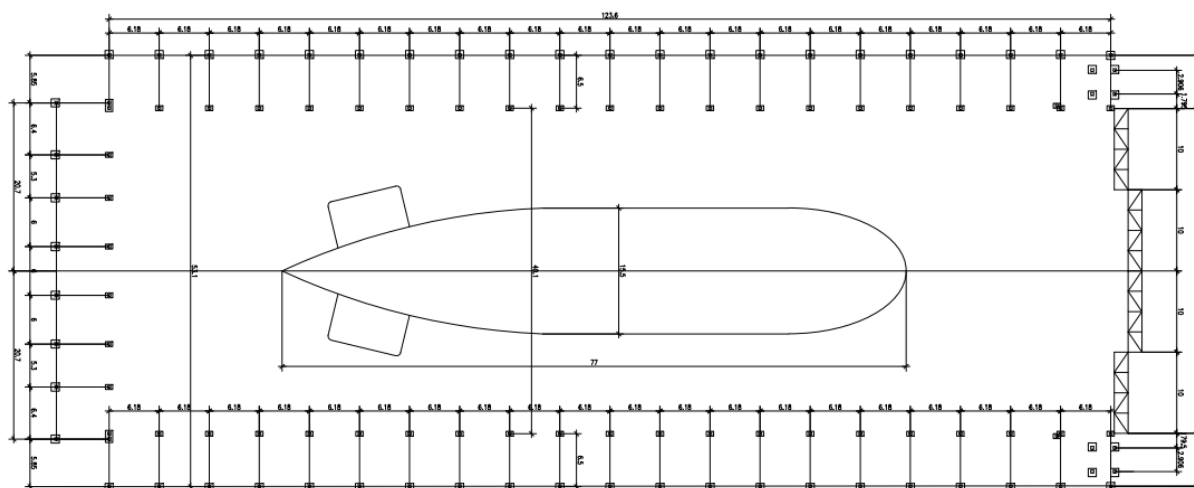
Rys. 3.5. Przykład zachowanego fundamentu zewnętrznego hangaru, całkowicie zagłębionego. Źródło: Fotografia własna



Rys. 3.6. Przykład zachowanego odsłoniętego, zewnętrznego fundamentu hangaru.
Źródło: Fotografia własna

Badania terenowe pozwoliły nie tylko potwierdzić obecność fundamentów, lecz także uchwycić ich zróżnicowanie geometryczne, stopień zagłębienia w gruncie oraz wzajemne relacje przestrzenne. Szczególnie istotne było to, że odnajdywane elementy nie występowały przypadkowo. Tworzyły czytelny układ, który można było porównać z historycznym rzutem fundamentów hangaru. Ten fakt był jedną z najważniejszych przesłanek pozwalających uznać, że zachowane bloki betonowe są rzeczywistymi relikami konstrukcji sterowcowej, a nie pozostałościami przypadkowej infrastruktury terenowej.

Duże znaczenie miały również pomiary klasyczne wykonywane podczas kolejnych wyjść terenowych. Obejmowały one pomiary odległości między odnajdywanymi fundamentami, określenie ich wzajemnego położenia oraz próbę odtworzenia osiowego układu konstrukcji. Na podstawie uzyskanych danych opracowano szkic siatki punktów, który stał się podstawą do dalszego porównania układu relików z materiałami historycznymi. Dokumentację tego etapu badań przedstawiono na rys. 3.7.



Rys. 3.7. Pomiary terenowe rozstawów fundamentów oraz opracowana na ich podstawie siatka punktów. Źródło: Opracowanie własne na podstawie badań terenowych

Uzyskane pomiary zestawiono następnie z archiwalnymi materiałami źródłowymi. Celem tego porównania było odnalezienie możliwie największej liczby zgodności pomiędzy stanem zachowanym w terenie a planem historycznym. Analizowano przede wszystkim rozstaw podpór, geometrię układu fundamentów, przebieg osi podłużnej hangaru oraz prawdopodobne położenie bramy wjazdowej. Ten etap stanowił przejście od samego rozpoznania terenowego do rekonstrukcji geometrycznej obiektu. W toku badań rozpoznano również struktury interpretowane jako możliwe tunele lub kanały techniczne, zlokalizowane w rejonie przypuszczalnej strefy bramy wjazdowej. Ich przykłady przedstawiono na rys. 3.8–3.10. Niewielka część elementów stanowiących konstrukcję napędu bramy oraz kilka fundamentów-podpór uległa zniszczeniu w latach 80-tych XX w. podczas budowy kolektora sanitarnego.



Rys. 3.8. Relikt struktury interpretowanej jako element strefy bramy wjazdowej hangaru – widok ogólny. Źródło: Fotografia własna



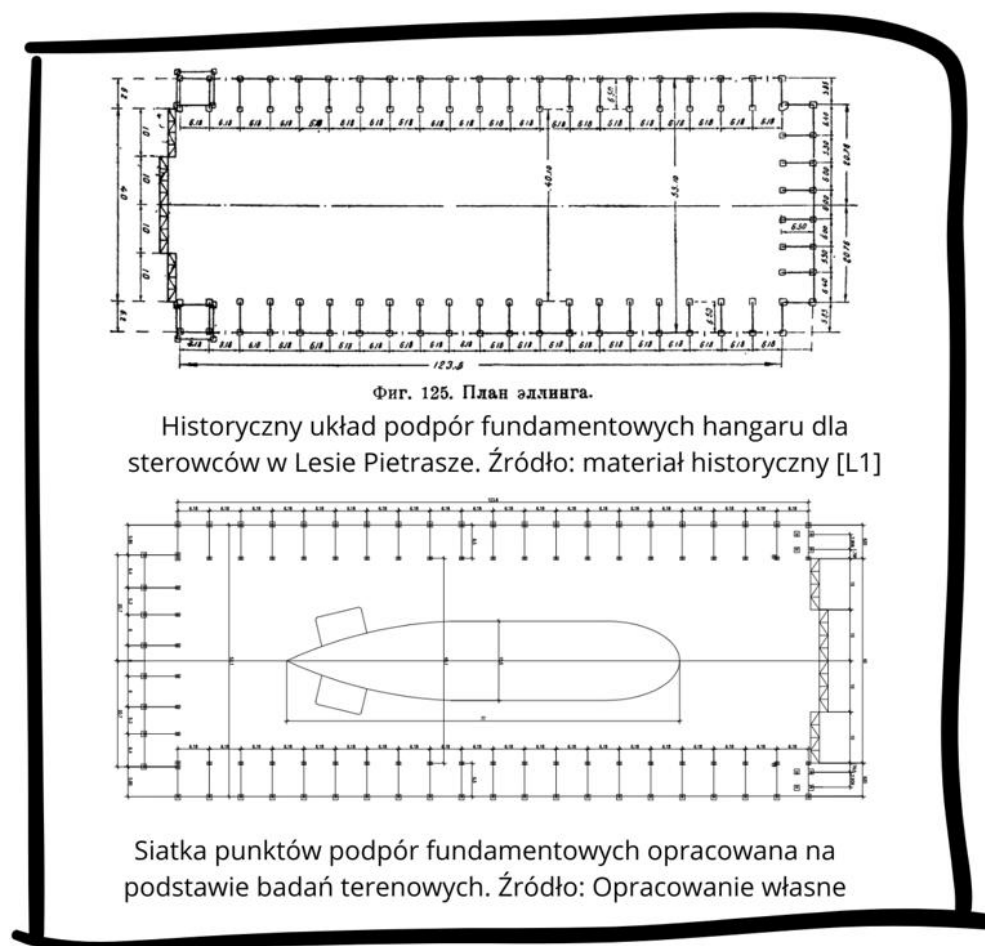
Rys. 3.9. Relikt struktury interpretowanej jako element strefy bramy wjazdowej hangaru – widok boczny. Źródło: Fotografia własna



Rys. 3.10. Relikt struktury interpretowanej jako element strefy bramy wjazdowej hangaru – detal. Źródło: Fotografia własna

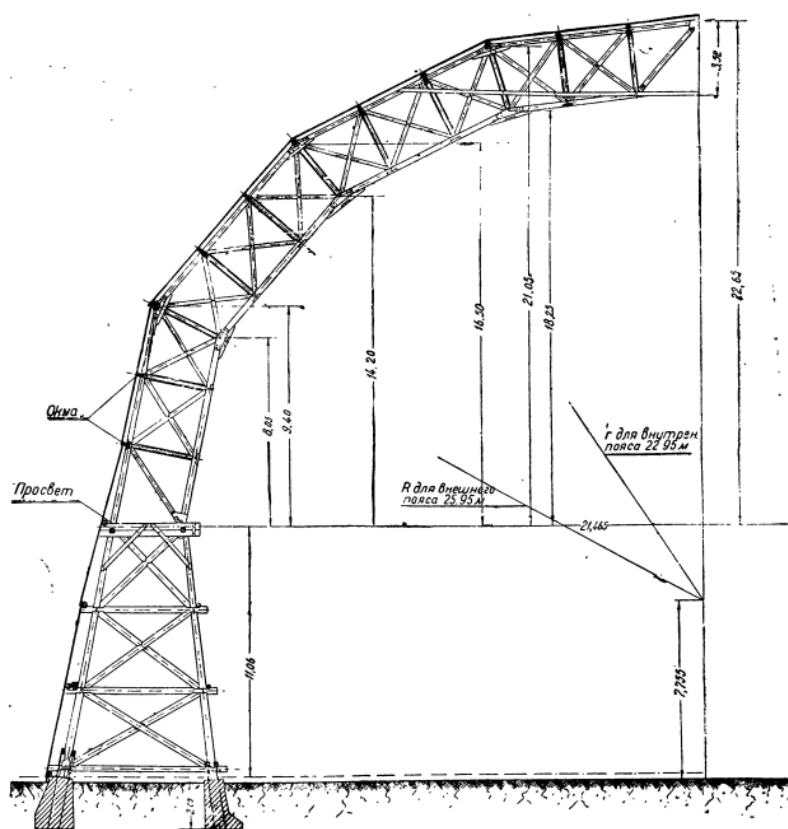
W notatkach badawczych wskazano, że struktury te mogły stanowić pozostałość zaplecza służącego do napraw i obsługi sterowców, w tym prac związanych z gazem nośnym. Ich położenie w pobliżu potencjalnej lokalizacji wjazdu do hangaru ma znaczenie interpretacyjne, ponieważ pozostaje zgodne z logiką funkcjonowania bazy sterowcowej. Same tunele lub kanały nie pozwalają jeszcze na pełne odtworzenie programu funkcjonalnego obiektu, ale stanowią ważne uzupełnienie zespołu przesłanek wskazujących, że na badanym obszarze funkcjonowała rozbudowana infrastruktura techniczna związana z obsługą sterowców. Ustalenia wymaga także przeznaczenie otworów widocznych w fundamentach bramy i kilku innych elementów, wykraczało to jednak poza zakres tematyczny pracy magisterskiej.

Jednym z najważniejszych rezultatów badań terenowych było ustalenie orientacji hangaru oraz potwierdzenie zgodności wyników pomiarowych z materiałami historycznymi [L1]. W ostatnich etapach prac szczególną uwagę poświęcono położeniu obiektu na współczesnej mapie, identyfikacji strony wejściowej i tylnej części hangaru oraz porównaniu rozpoznanych reliktyw z historycznym układem fundamentów. Zestawienie reliktyw terenowych z historycznym układem hangaru przedstawiono na rys. 3.11.



Rys. 3.11. Zestawienie rozmieszczenia reliktyw terenowych z historycznym układem hangaru
Źródło: Opracowanie własne na podstawie [L1] oraz badań terenowych

Przeprowadzona analiza porównawcza pozwoliła stwierdzić, że rozmieszczenie reliktyw terenowych odpowiada historycznej geometrii hangaru. Na tej podstawie badany obszar można z dużym prawdopodobieństwem utożsamić z rzeczywistą lokalizacją dawnej bazy sterowcowej. Badania terenowe odegrały więc podwójną rolę. Z jednej strony umożliwiły rozpoznanie i udokumentowanie zachowanych pozostałości budowli, z drugiej zaś pozwoliły sprawdzić, czy dane wynikające ze źródeł historycznych znajdują potwierdzenie w rzeczywistym układzie terenu. Mogą też stanowić podstawę do dalszych prac związanych z rekonstrukcją cyfrową hangaru. W rezultacie połączenie dokumentacji fotograficznej, pomiarów klasycznych, pomocniczych pomiarów geodezyjnych oraz analizy porównawczej z materiałami archiwalnymi pozwoliło uzyskać terenowe potwierdzenie lokalizacji hangaru. Badania te nie miały zatem wyłącznie charakteru pomocniczego. Stanowiły jeden z kluczowych elementów procesu rekonstrukcji, ponieważ umożliwiły przejście od ogólnych informacji o istnieniu bazy do przestrzennie uchwyconego i mierzalnego układu reliktyw.



Фиг. 124. Разрез эллинга.

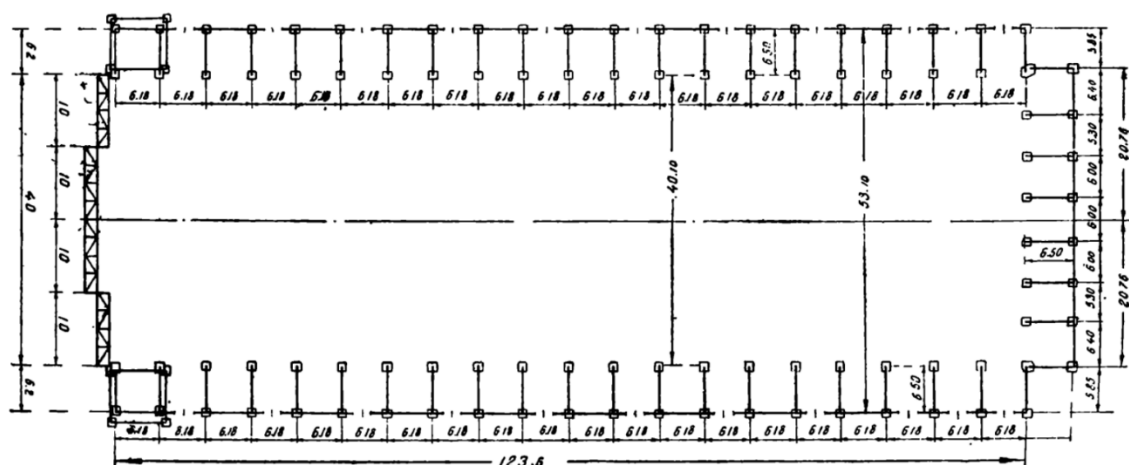
Rys. 3.13. Historyczny przekrój poprzeczny głównego układu nośnego hangaru.

Źródło: materiał historyczny [L1]

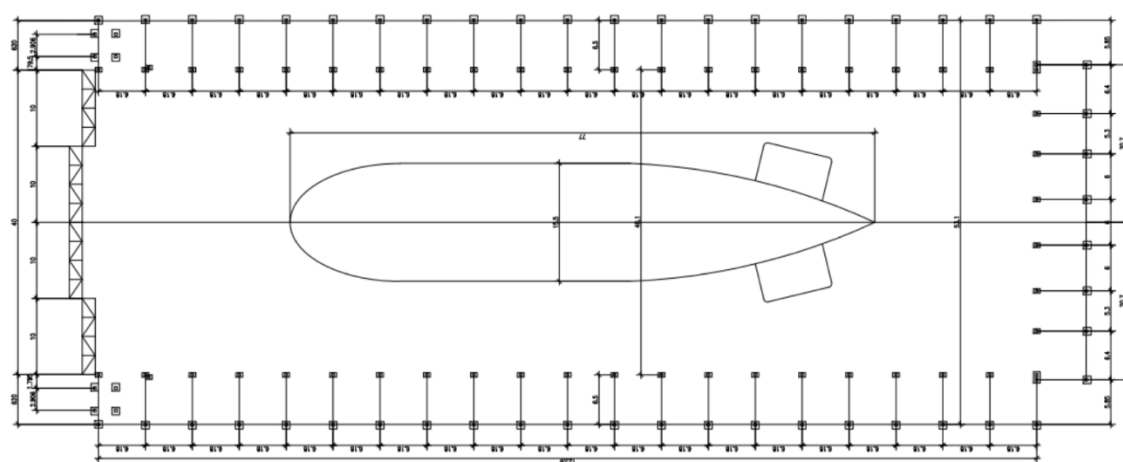
Główną podstawą odtworzenia geometrii stanowił pozyskany w trakcie analiz materiał historyczny – rosyjskie opracowanie techniczne [L1], zawierające zarówno plan obiektu, jak i schemat głównego układu poprzecznego. Materiał ten został skonfrontowany z wynikami przeprowadzonych badań terenowych w Lesie Pietrasze, a w szczególności z rozmieszczeniem zachowanych bloków fundamentowych, ich rozstawami oraz opracowaną na ich podstawie siatką punktów. Takie zestawienie źródła historycznego z materiałem terenowym pozwoliło przejść od ogólnej wiedzy o istnieniu hangaru do precyzyjnego określenia jego rzeczywistych gabarytów i zasad, którym kierowano się podczas jego projektowania. W praktyce, oznaczało to, że geometria obiektu nie została przyjęta arbitralnie, lecz wynikała ona z konfrontacji danych technicznych z pomiarami uzyskanymi z badań terenowych.

Z pozyskanego materiału wynika, że hangar w Lesie Pietrasze miał długość 123,60 m, rozumianą jako odległość osiową pomiędzy pierwszym i ostatnim głównym układem poprzecznym – ścianą boczną konstrukcji. Jego szerokość zewnętrzna wynosiła 53,10 m,

natomiast szerokość wewnętrzna 40,10 m. Całkowita wysokość obiektu, mierzona do najwyższej położonego punktu konstrukcji wynosiła około 33,70 m. Szczególnie ważnym parametrem użytkowym była także wymagana szerokość 40,00 m na wysokości 18,00 m, od poziomu terenu, co pozostawało bezpośrednio związane z koniecznością bezpiecznego manewrowania sterowcem w obrębie hangaru. Zestawienie tych podstawowych wymiarów przedstawiono w tabeli 3.2, natomiast ich przestrzenną interpretację pokazano na rysunku 3.14.



Фиг. 125. План элипта.



Rys. 3.14. Zestawienie historycznego rzutu fundamentów z autorskim opracowaniem siatki punktów z badań terenowych. Źródło: materiał historyczny [L1]

Tabela 3.2. Podstawowe wymiary geometryczne hangaru w Lesie Pietrasze.

L.P	Dane geometryczne hangaru	
1	długość hangaru -	123.60
2	szerokość zewnętrzna -	53.10
3	szerokość wewnętrzną -	40.10
4	wysokość całkowita -	33.70
5	szerokość użytkowa na wysokości 18 m -	40.00
6	orientacja obiektu -	wschód - zachód
7	lokalizacja wlotu/bramy głównej -	strona wschodnia

Warto podkreślić, że ostateczne wymiary hangaru nie były całkowicie tożsame z pierwotnymi założeniami konkursowymi [L1]. Z materiałów źródłowych wynika, że w fazie projektowej zakładano wysokość obiektu równą 30,00 m, szerokość 40,00 m na wysokości 18,00 m oraz długość całkowitą 105,00 m. W przypadku hangaru białostockiego długość obiektu została jednak zwiększona do 123,60 m. Fakt ten ma istotne znaczenie interpretacyjne, ponieważ wskazuje, że geometria hangaru nie była prostym powieleniem wzorca konkursowego, lecz została dostosowana do konkretnego programu funkcjonalnego oraz lokalnych warunków realizacji. W związku z tym rekonstrukcję geometryczną należało oprzeć przede wszystkim na wymiarach końcowych obiektu, a nie wyłącznie na pierwotnych parametrach przewidywanych w założeniach projektowych. Z punktu widzenia rekonstrukcji szczególnie ważne było także odtworzenie układu osiowego budynku. Historyczny rzut fundamentów wskazuje, że hangar opierał się na regularnym systemie kolejnych układów poprzecznych, rozmieszczonych wzdłuż osi podłużnej obiektu i opartych na blokach fundamentowych. Wyniki badań terenowych, obejmujące pomiary rozstawów oraz opracowanie siatki punktów, wykazały wysoki stopień zgodności z układem historycznym. Dobrze ilustruje to rys. 3.14, przedstawiony na poprzedniej stronie, na którym zestawiono historyczny rzut fundamentów [L1] z autorskim opracowaniem siatki punktów wykonanym na podstawie badań terenowych. Porównanie to umożliwiło analizę rozstawów, odległości między poszczególnymi podporami oraz ogólnego układu geometrycznego fundamentów. Odtworzenie geometrii hangaru obejmowało nie tylko ustalenie jego długości i szerokości, lecz również interpretację przestrzennego kształtu bryły. Z przekroju poprzecznego uzyskanego z materiałów historycznych [L1] wynika, że zasadnicza forma obiektu była podporządkowana wymaganiom

użytkowym sterowca oraz logice pracy głównego układu nośnego. Boczne strefy hangaru tworzyły nachylone ściany, ustawione pod kątem około 11° do poziomu, które przechodziły następnie w rozbudowany układ łukowy. Takie rozwiązanie pozwalało uzyskać wymagany prześwit wewnętrzny przy jednoczesnym ograniczeniu nadmiernej wysokości części podporowej. Przyjęta geometria miała więc znaczenie zarówno funkcjonalne, jak i konstrukcyjne. Z jednej strony umożliwiała bezpieczne manewrowanie sterowcem wewnątrz hangaru, z drugiej zaś pozwalała racjonalnie kształtować główny układ nośny, w tym przejście pomiędzy dolną częścią podporową, określaną jako kozioł, a górną częścią konstrukcji w postaci łuku kratowego. Geometrii tej nie należy zatem traktować wyłącznie jako efektu formalnego, lecz jako świadomie ukształtowaną odpowiedź na wymagania techniczne budowli sterowcowej.

Szczególnego znaczenia nabiera w tym kontekście przekrój głównego układu nośnego. To właśnie on pozwala zrozumieć, w jaki sposób kształtowano szerokość użytkową hangaru na określonej wysokości oraz jak rozwiązano przejście pomiędzy częścią podporową i górną częścią ustroju. W świetle materiałów historycznych [L1] oraz późniejszych analiz układ ten nie miał charakteru przypadkowego. Stanowił precyzyjnie zaprojektowaną strukturę dostosowaną do gabarytów sterowca i warunków jego obsługi. Odtwarzając geometrię hangaru, należało więc uwzględnić nie tylko obrys zewnętrzny budowli, lecz również zależności pomiędzy poszczególnymi punktami charakterystycznymi przekroju. Do najważniejszych z nich należały: poziom posadowienia, wysokość kozłów, szerokość wewnętrzna na określonych wysokościach oraz najwyżej położony punkt konstrukcji. Przekrój poprzeczny stanowił tym samym podstawę do dalszej rekonstrukcji układu konstrukcyjnego, omówionej w kolejnym podrozdziale pracy.

Ważnym elementem odtwarzania geometrii było również ustalenie orientacji budynku w terenie. Z materiałów historycznych [L1] wynika, że wlot do hangaru znajdował się po stronie wschodniej, a oś podłużna obiektu przebiegała zasadniczo w kierunku wschód–zachód. Informacja ta ma znaczenie nie tylko dla historycznej interpretacji lokalizacji obiektu, lecz również dla późniejszej analizy funkcjonalnej i obciążeniowej, zwłaszcza w zakresie oddziaływania wiatru oraz organizacji ruchu sterowca w obrębie bazy. W praktyce ustalenie orientacji obiektu pozwoliło lepiej powiązać terenowe rozmieszczenie reliktyw z historycznym układem funkcjonalnym budowli, w tym z lokalizacją głównej bramy wjazdowej.

Na podstawie zestawienia materiału historycznego [L1], wyników badań terenowych przedstawionych w Tabeli 3.1 oraz autorskiego opracowania siatki fundamentów pokazanego na rys. 3.14 można stwierdzić, że odtworzona geometria hangaru jest w wysokim stopniu zgodna z dostępnymi źródłami. Zgodność ta dotyczy zarówno podstawowych wymiarów obiektu, jak i układu osiowego oraz proporcji przestrzennych bryły. Stanowi to jeden z najważniejszych argumentów przemawiających za poprawnością przyjętej rekonstrukcji.

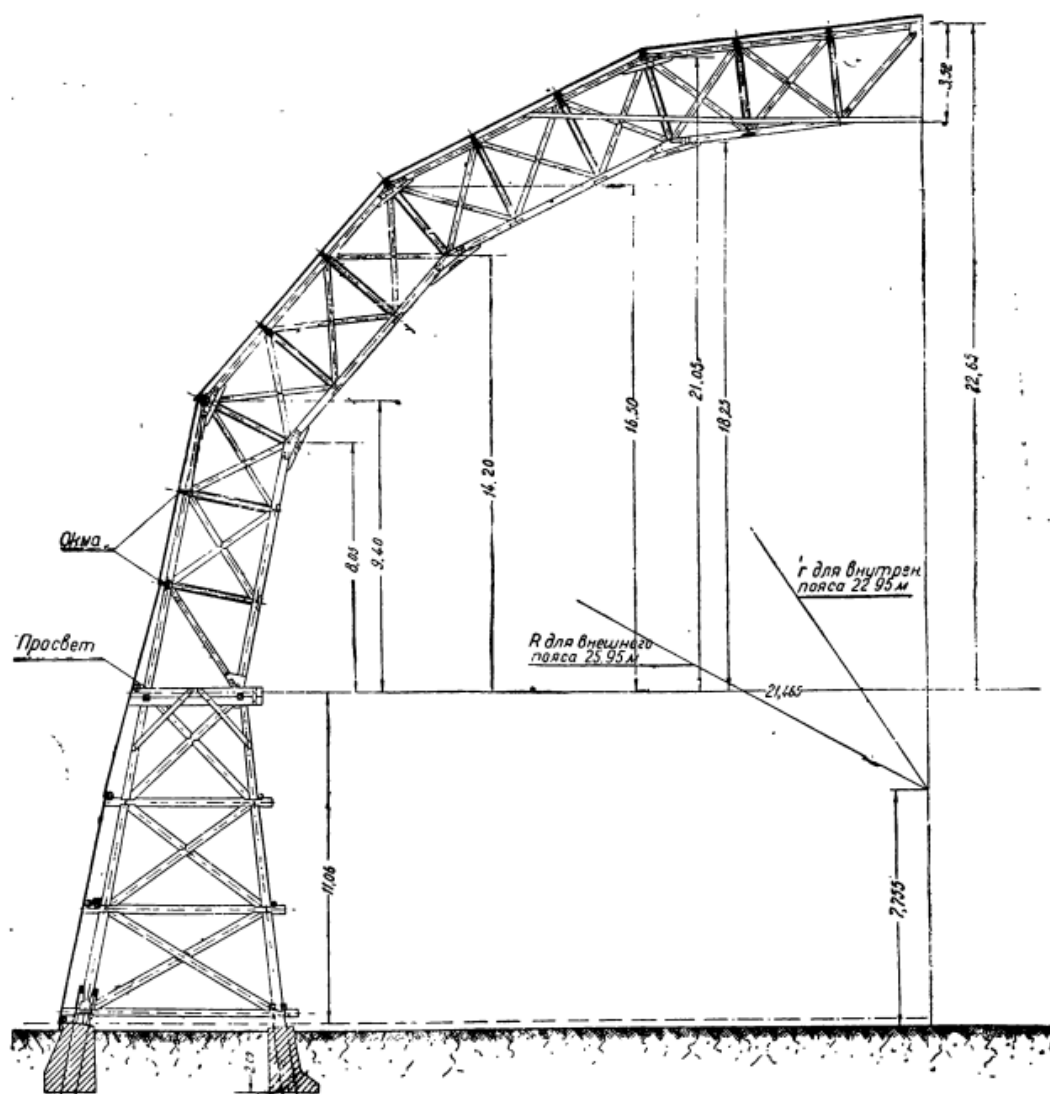
Jednocześnie należy zaznaczyć, że nie wszystkie elementy geometrii mogły zostać odtworzone z jednakowym stopniem pewności. Część parametrów ma charakter bezpośrednio źródłowy, natomiast inne zostały przyjęte jako założenia konstrukcyjne niezbędne do zamknięcia modelu geometrycznego. Rozróżnienie to zostanie rozwinięte w podrozdziale 3.4. pracy magisterskiej.

W rezultacie przeprowadzonych analiz możliwe było opracowanie spójnego modelu geometrycznego hangaru, stanowiącego podstawę dalszej rekonstrukcji historycznego układu konstrukcyjnego. Odtworzenie geometrii nie było przy tym celem samym w sobie, lecz etapem prowadzącym do zrozumienia zasad kształtowania ustroju nośnego budowli. Kolejnym krokiem badawczym jest zatem identyfikacja i rekonstrukcja układu konstrukcyjnego hangaru, omówiona w następnym podrozdziale.

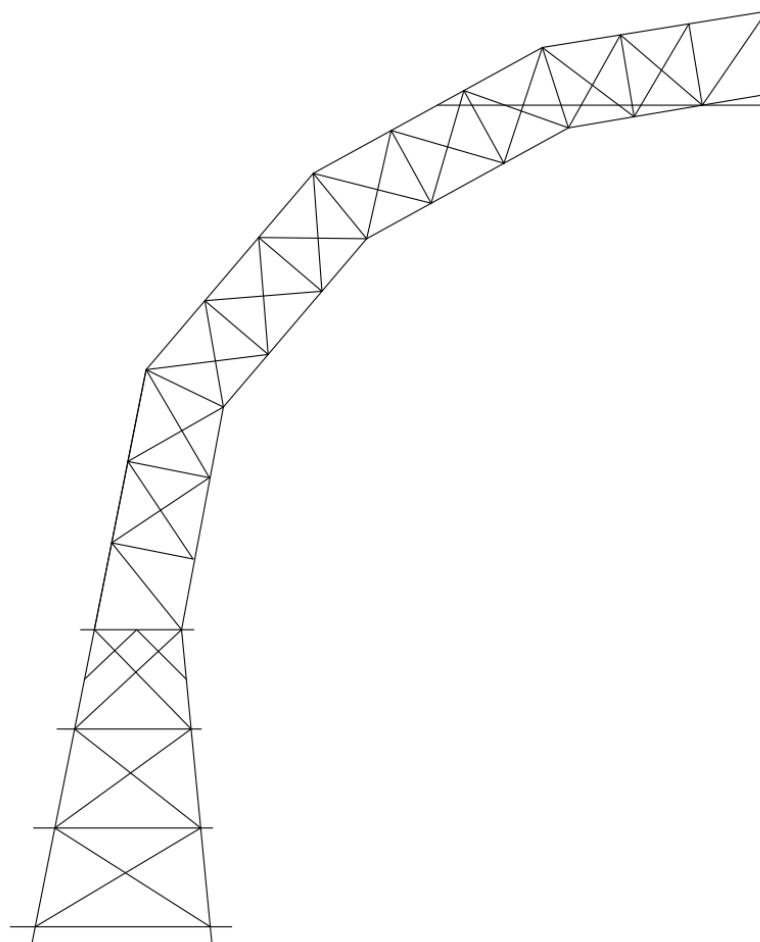
3.3. Identyfikacja i rekonstrukcja układu konstrukcyjnego hangaru

Po odtworzeniu podstawowej geometrii obiektu możliwe stało się przejście do kolejnego etapu badań, jakim była identyfikacja i rekonstrukcja jego układu konstrukcyjnego. Na tym etapie zasadniczym celem było już nie tylko określenie gabarytów budowli, lecz rozpoznanie sposobu, w jaki kształtowano jej ustrój nośny, jakie elementy pełniły funkcję podstawową, a jakie miały charakter usztywniający lub pomocniczy, oraz w jaki sposób poszczególne części konstrukcji współpracowały ze sobą w przestrzeni. Podstawę tych analiz stanowiły przede wszystkim rysunki i opisy zawarte w rosyjskim opracowaniu technicznym [L1], uzupełnione o wyniki badań terenowych, autorskie szkice rekonstrukcyjne oraz materiał porównawczy odnoszący się do podobnych hangarów z Brześcia Litewskiego i Lidy. W przypadku fotografii porównawczych należy jednak podkreślić, że nie stanowią one bezpośredniego źródła dla obiektu w Pietraszach, lecz pełnią funkcję pomocniczą i interpretacyjną. Zgromadzony materiał pozwala stwierdzić, że hangar w Lesie Pietrasze był budowlą drewnianą z lokalnym zastosowaniem elementów żelaznych w połączeniach, okuciach i detalach metalowych. Rozwiązanie to odpowiadało zarówno

rosyjskim warunkom materiałowym początku XX wieku, jak i logice obiektów projektowanych w ramach programu hangarów opracowywanych według koncepcji inż. Zaszczuka [L1]. Z punktu widzenia konstrukcyjnego najważniejszy był główny układ poprzeczny, ponieważ to on przejmował zasadniczą część obciążeń od ciężaru własnego, pokrycia, śniegu i wiatru. Jego identyfikacja miała zatem znaczenie kluczowe nie tylko dla rekonstrukcji historycznej, lecz również dla późniejszej analizy statyczno-wytrzymałościowej. Schemat historycznego układu poprzecznego warto przedstawić na rys.3.5, natomiast jego autorską rekonstrukcję w postaci uproszczonego schematu geometryczno-konstrukcyjnego na rys.3.16.



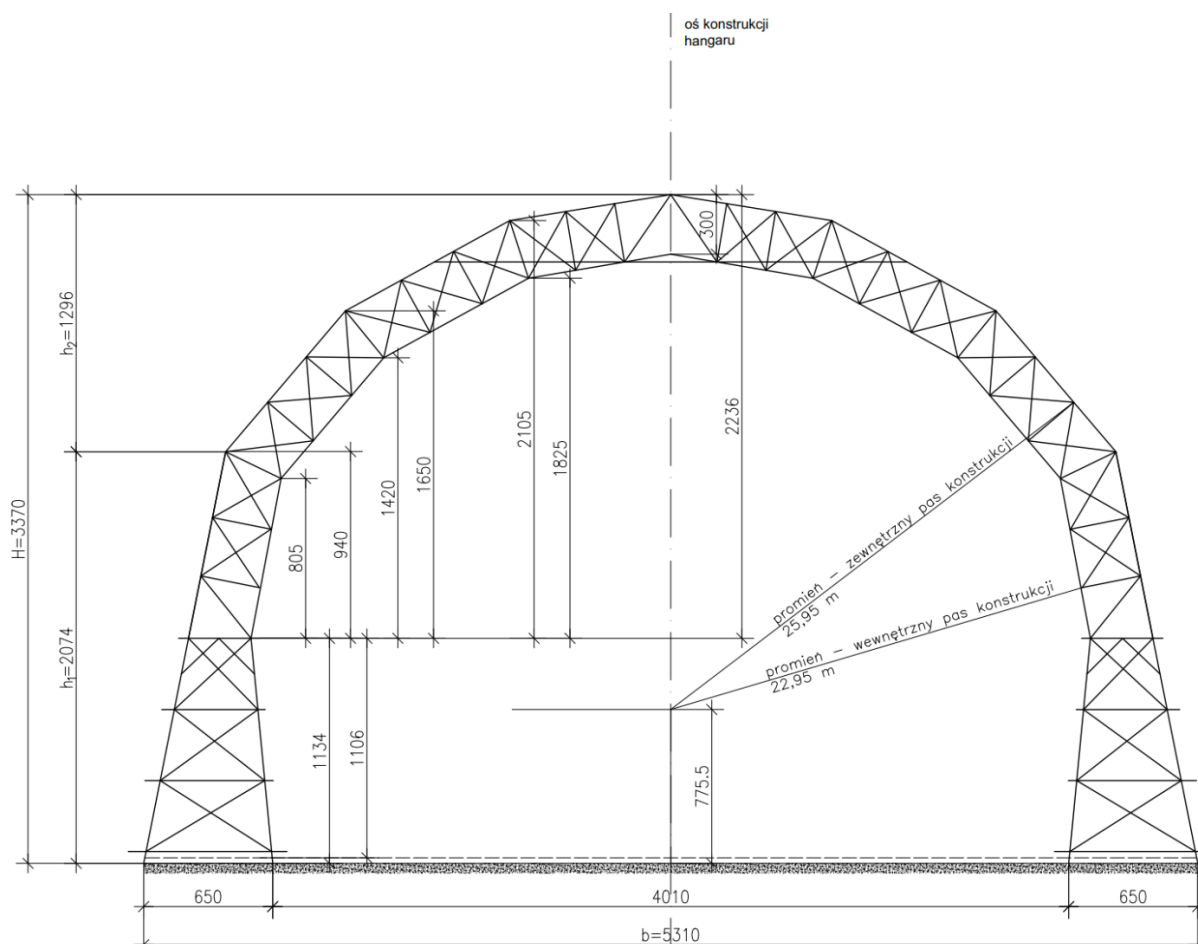
Rys. 3.15. Historyczny przekrój głównego układu poprzecznego hangaru według źródła [L1].
Źródło: opracowanie własne na podstawie [L1]



Rys. 3.16. Autorska uproszczona rekonstrukcja głównego układu poprzecznego hangaru.
Źródło: opracowanie własne

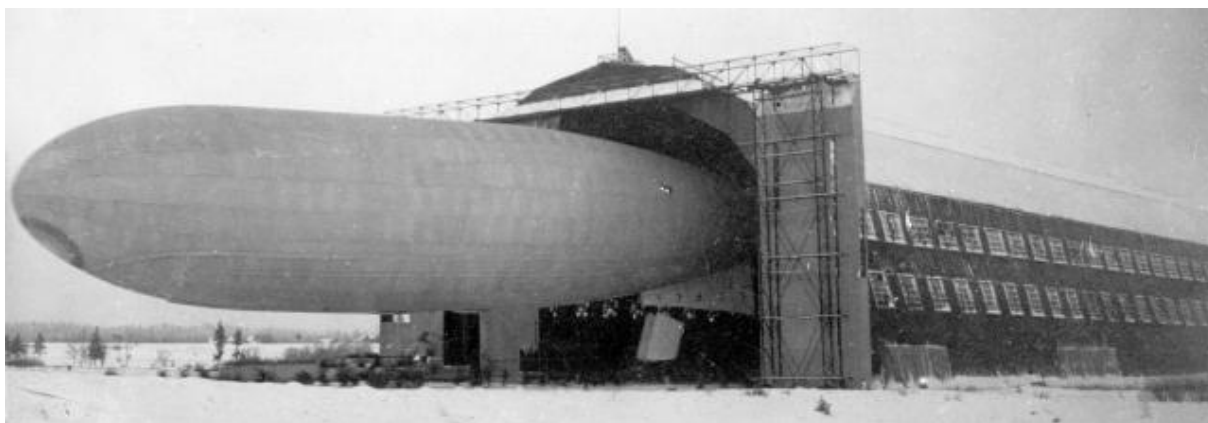
Jak wynika z materiałów źródłowych, główny układ konstrukcyjny hangaru był podzielony na dwa zasadnicze segmenty. Dolną część ustroju stanowiły tzw. kozły, wykonane z okrągłych bali drewnianych. Tworzyły one dolny, podporowy fragment głównej ramy i odpowiadały za przekazanie sił na fundamenty. Na górnej belce kozła opierała się natomiast górna kratownica łukowa, która kształtowała zasadniczą część przekroju poprzecznego hangaru i odpowiadała za uzyskanie wymaganej szerokości użytkowej na odpowiedniej wysokości. W ten sposób uzyskiwano układ, w którym część dolna i górna nie funkcjonowały jako odrębne konstrukcje, lecz jako dwa współpracujące ze sobą elementy jednego głównego ustroju nośnego. Tego rodzaju rozwiązanie należy uznać za charakterystyczne dla analizowanego typu hangarów i stanowiące jedną z podstawowych cech odróżniających je od późniejszych wieloprzestrzennych hal stalowych. Szczególnie ważnym elementem rekonstrukcji było

ustalenie geometrii dolnej części układu poprzecznego. Z materiału technicznego [L1] wynika, że okrągłe bale tworzące kozły były nachylone pod kątem około 11° , a nachylenie zewnętrznej nogi kozła stanowiło kontynuację pasa górnego łuku kratownicowego. Osie prętów kozłów i dochodzącego do nich łuku przecinały się w jednym wspólnym punkcie, co świadczy o bardzo świadomym i geometrycznie dopracowanym kształtowaniu całego ustroju hangaru. Układ ten nie był więc zbiorem przypadkowo zestawionych elementów, lecz wynikiem precyzyjnej koncepcji projektowej, której celem było ograniczenie rozporu w części łukowej, zapewnienie odpowiedniej współpracy elementów oraz uzyskanie właściwego prześwitu dla sterowca na właściwej wysokości. Dlatego właśnie łuk został tak zaprojektowany, aby nadać mu kształt półkola z obniżeniem środka ciężkości względem fundamentu o 3,30 m. To obniżenie musiało zostać wykonane, aby uzyskać łuk o określonych wymiarach, czyli minimalnej szerokości hangaru na wysokości 18 m od ziemi. Parametry te wraz z finalną autorską rekonstrukcją przedstawiono na rys. 3.17, pokazującym odtworzenie geometrii głównego układu poprzecznego konstrukcji wraz z zachowanymi odpowiednimi wymiarami oraz cechami geometrycznymi oryginału.



Górna część ustroju miała postać kratownicy łukowej, której geometria została w źródłach opisana w sposób umożliwiający odtworzenie zasad konstruowania. Jak wynika z notatek opartych na [L1], zewnętrzny pas kratownicy łukowej wykreślono na okręgu o promieniu 25,95 m, natomiast pas wewnętrzny, stanowiący pas dolny kratownicy łukowej, na okręgu o promieniu 22,95 m. Same pasy składały się z kilku odcinków prostoliniowych, z których dwa były równe, natomiast trzeci był nieco dłuższy. Oznacza to, że górny układ nośny, choć oparty na logice łuku, nie był łukiem idealnie ciągłym, lecz konstrukcją geometrycznie zbliżoną do łuku, lecz rozwiązaną przy użyciu odcinków prostych. Takie rozwiązanie było racjonalne z punktu widzenia technologii ciesielskiej i montażowej, ponieważ ułatwiało to wykonanie elementów konstrukcyjnych oraz ich łączenie na budowie. Jednocześnie pozwalało zachować zasadniczą logikę pracy ustroju łukowego. Układ nośny został przyporządkowany bardzo konkretnemu wymaganiu użytkowemu: zachowaniu szerokości 40 m na wysokości 18 m od poziomu terenu. Wymóg ten wynikał bezpośrednio z gabarytów sterowca, który miał stacjonować w bazie, i w praktyce, determinował zarówno kształt przekroju poprzecznego, jak i rozwiązanie połączenia części dolnej i górnej głównego ustroju. Oznacza to, że identyfikacja konstrukcji hangaru nie może ograniczać się do opisu samych elementów, lecz musi uwzględniać również funkcję, jaką miały one spełniać. Dopiero w tym świetle zrozumiały stały się zarówno rozbudowany kształt łuku, jak i nachylenia kozłów oraz relacja pomiędzy obrysem zewnętrznym a przestrzenią użytkową wewnątrz budowli. Układ konstrukcyjny był więc ściśle podporządkowany geometrii ruchu sterowca oraz warunkom jego bezpiecznego wprowadzania i wyprowadzania z hangaru. Z konstrukcyjnego punktu widzenia bardzo ważną rolę odgrywały także elementy podłużne i usztywniające, spinające kolejne główne układy poprzeczne. Choć źródła nie zawsze pozwalają odtworzyć z jednakową dokładnością każdy detal tych elementów, z całokształtu materiału wynika, że układ hangaru nie był jedynie szeregiem niezależnych ram, lecz budowlą przestrzenną, której stabilność zależała również od współpracy układów poprzecznych z elementami podłużnymi. Dotyczy to zwłaszcza płatwi dachowych, elementów usztywniających połączenie oraz rozwiązań zapewniających współpracę ścian bocznych i strefy dachowej. Właśnie ta przestrzenna logika konstrukcji będzie później szczegółowo rozwijana w części obliczeniowej i statycznej, jednak już na etapie rekonstrukcji historycznej należy wskazać, że główny układ poprzeczny nie wyczerpywał całego ustroju, lecz stanowił jego podstawę. Dodatkowo podczas przeprowadzania obliczeń numerycznych zauważono, że płatwie spinające poszczególne ramy głównego układu nośnego ze względu na swoją dużą rozpiętość 6,18 m, musiały posiadać

dotatkowe stężenia podpierające lub ich układ był dostosowywany na placu budowy. Wyniki pokazujące pracę tych elementów konstrukcyjnych zostaną przedstawione w kolejnym rozdziale pracy. Osobnym zagadnieniem była konstrukcja wrót wjazdowych, stanowiąca jeden z elementów kluczowych całego hangaru. Z materiałów [L1] wynika, że frontowa brama miała charakter dwuskrzydłowy, przesuwany i osiągała wysokość około 28,50 m. Była ona otwierana ręcznie, przy udziale 3-4 osób. Sam fakt, wydzielenia tak rozbudowanego układu wrót potwierdza, że ściana czołowa hangaru nie mogła być traktowana jako zwykłe zamknięcie elewacyjne, lecz stanowiła szczególny fragment konstrukcji, podporządkowany wymaganiom funkcjonalnym i eksploatacyjnym. To właśnie w jej obrębie należało rozwiązać jednocześnie zagadnienia bardzo dużego prześwitu, odpowiedniej sztywności, stateczności oraz możliwości ręcznej obsługi. Już na etapie identyfikacji układu konstrukcyjnego należy jednak zaznaczyć, że wrota stanowiły oddzielną samodzielną konstrukcję będącą jedynie częścią całościowej koncepcji budowli. Ważnym elementem interpretacji układu konstrukcyjnego były także materiały porównawcze, obejmujące fotografie podobnych hangarów z Brześcia Litewskiego oraz Lidy. Ich rola polega przede wszystkim na wspieraniu interpretacji tych elementów, które w dokumentacji archiwalnej oraz źródłowej [L1] nie zachowały się w pełni lub nie zostały opisane jednoznacznie. Fotografie z Brześcia Litewskiego są szczególnie przydatne przy ocenie ogólnych proporcji bryły, relacji ścian bocznych do strefy dachowej oraz skali wrót. Materiał z Lidy ma natomiast znaczenie przede wszystkim dla interpretacji nachylonych ścian i układu okien w strefach bocznych. Jednocześnie należy wyraźnie zaznaczyć, że fotografie te mają charakter materiału porównawczego, a nie bezpośredniego źródła dla hangaru w Lesie Pietrasze. Ich wykorzystanie jest metodologicznie uzasadnione tylko wtedy, gdy służą one wspieraniu interpretacji, a nie zastępowaniu brakujących danych źródłowych. Takie rozróżnienie warto zachować również w podpisach do rysunków, np. na rys.3.18 oraz rys.3.19.



Rys. 3.18. Hangar porównawczy w Brześciu Litewskim jako materiał pomocniczy do interpretacji bryły i strefy czołowej. Źródło: materiał porównawczy, opracowanie własne



Rys. 3.19. Hangar porównawczy w Lidzie jako materiał pomocniczy do interpretacji nachylonych ścian i strefy czołowej. Źródło: materiał porównawczy, opracowanie własne

Rekonstrukcja układu konstrukcyjnego obejmowała również identyfikację sposobu posadowienia budowli. Z materiałów wynika, że wszystkie główne ramy opierały się na betonowych fundamentach w formie regularnych, wkopanych w ziemię brył trapezowych, przy czym wyróżniono fundamenty większe (zewnętrzne) oraz mniejsze (wewnętrzne). Wcześniejsze ustalenia wskazują na obecność około 50 większych i 50 mniejszych bloków fundamentowych, co dobrze koresponduje zarówno z rzutem historycznym, jak i z wynikami badań terenowych. Oznacza to, że układ konstrukcyjny był od początku projektowany jako system ściśle podporządkowany geometrii posadowienia i nie może być analizowany w oderwaniu od siatki podpór. W praktyce to właśnie powiązanie między układem poprzecznym, elementami podłużnymi i fundamentami tworzyło właściwy ustrój nośny hangaru.

Na podstawie zgromadzonych materiałów można zatem stwierdzić, że układ konstrukcyjny hangaru w Lesie Pietrasze był rozwiązaniem złożonym, lecz jednocześnie logicznie podporządkowanym funkcji budowli sterowcowej. Jego zasadniczym elementem były drewniane kozły i oparta na nich kratownica łukowa, uzupełnione przez system elementów podłużnych, usztywnień oraz rozbudowaną konstrukcję ściany czołowej z wielkimi wrotami. Układ ten należy traktować jako w znacznej mierze rozpoznany źródłowo, choć nie wszystkie jego detale mogą zostać odtworzone z jednakową pewnością. Właśnie dlatego kolejnym

krokiem badawczym musi być wyraźne rozróżnienie pomiędzy danymi bezpośrednio potwierdzonymi źródłowo a tymi elementami, które przyjęto jako założenia rekonstrukcyjne. Zagadnienie to zostało rozwinięte w następnym podrozdziale pracy. Dla uporządkowania rozpoznanych elementów ustroju nośnego oraz określenia stopnia ich identyfikacji w tabeli 3.3 zestawiono podstawowe części układu konstrukcyjnego hangaru wraz z ich funkcją, podstawą źródłową oraz sposobem ujęcia w rekonstrukcji.

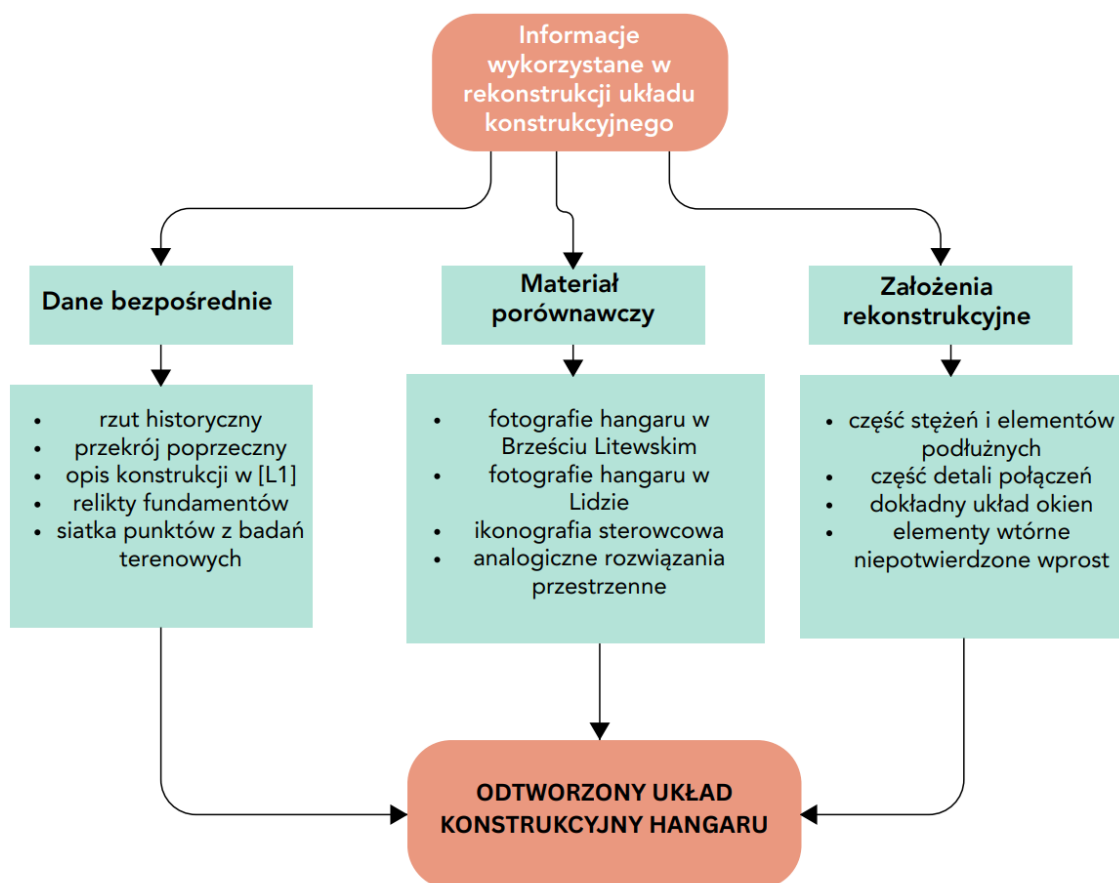
Tabela 3.3. Zestawienie podstawowych elementów układu konstrukcyjnego hangaru oraz stopnia ich rozpoznania

L.P.	Element układu konstrukcyjnego	Funkcja konstrukcyjna	Podstawa identyfikacji	Stopień rozpoznania	Sposób ujęcia w rekonstrukcji	Uwagi
1	Kozły podporowe z bali okrągłych	Dolna część głównego układu nośnego, przekazanie sił na fundamenty	[L1], przekrój historyczny, badania terenowe	wysoki	przyjęte bezpośrednio jako podstawowy element nośny	jeden z kluczowych elementów ustroju
2	Górna kratownica łukowa	Kształtowanie głównego przekroju poprzecznego i prześwitu użytkowego	[L1], rysunki historyczne, analiza geometryczna	wysoki	przyjęta bezpośrednio jako górna część głównego układu nośnego	zasadniczy element pracy poprzecznej hangaru
3	Fundamenty większe	Podparcie głównych elementów nośnych	[L1], badania terenowe, siatka punktów	wysoki	przyjęte zgodnie z układem historycznym i terenowym	potwierdzone relikty in situ
4	Fundamenty mniejsze	Podparcie elementów wtórnych i uzupełniających	[L1], badania terenowe	wysoki	przyjęte zgodnie z układem historycznym	wymagają lokalnej interpretacji geometrycznej
5	Elementy podłużne spinające układy poprzeczne	Zapewnienie współpracy przestrzennej kolejnych ram	[L1], logika konstrukcji, analiza porównawcza	średni	zrekonstruowane na podstawie źródeł i zasad pracy ustroju	nie wszystkie detale potwierdzone jednoznacznie
6	Stężenia i usztywnienia przestrzenne	Stateczność przestrzenna budowli	[L1], interpretacja inżynierska, materiał porównawczy	średni / ograniczony	przyjęte rekonstrukcyjnie zgodnie z logiką pracy konstrukcji	brak pełnego rozpoznania wszystkich detali
7	Konstrukcja wrót / bramy wjazdowej	Zamknięcie ściany czołowej, zapewnienie wjazdu i wyjazdu sterowca	[L1], materiały opisowe, relikty terenowe, analiza funkcjonalna	średni	zrekonstruowane na podstawie źródeł z uzupełnieniem szczegółów	element o dużym znaczeniu konstrukcyjnym i funkcjonalnym
8	Okna w ścianach bocznych	Doświetlenie wnętrza obiektu	[L1], materiał porównawczy z Lidy	niski / częściowy	przyjęte rekonstrukcyjnie w sposób pomocniczy	potwierdzone jest samo istnienie, nie pełny układ

**ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ
STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU**

9	Połączenia żelazne i okucia	Zapewnienie współpracy elementów drewnianych	[L1], opis technologii, logika konstrukcji historycznej	średni	przyjęte zgodnie z charakterem źródłowym, częściowo uzupełnione rekonstrukcyjnie	wymagają późniejszej analizy w części obliczeniowej
10	Pokrycie i obudowa	Obciążenie stałe, osłona obiektu	[L1], opis historyczny	średni	przyjęte zgodnie z opisem źródłowym	ważne dla późniejszych założeń obciążeniowych

Zestawienie przedstawione w tabeli 3.3 pokazuje, że zasadniczy trzon układu konstrukcyjnego hangaru został rozpoznany na podstawie źródeł historycznych i badań terenowych, natomiast część elementów wtórnych oraz detali wymagała przyjęcia rozwiązań rekonstrukcyjnych opartych na logice pracy ustroju i materiale porównawczym. Schemat przedstawiony na rys. 3.20. pokazuje, że identyfikacja i rekonstrukcja układu konstrukcyjnego hangaru opierały się na trzech grupach informacji: danych bezpośrednich, materiale porównawczym oraz założeniach rekonstrukcyjnych. Takie uporządkowanie stanowi podstawę do dalszego rozróżnienia pomiędzy elementami źródłowo potwierdzonymi a tymi, które wymagały uzupełnienia rekonstrukcyjnego.



Rys. 3.20. Schemat podziału informacji wykorzystanych w identyfikacji i rekonstrukcji układu konstrukcyjnego hangaru. Źródło: opracowanie własne

Właśnie dlatego kolejnym krokiem badawczym musi być wyraźne rozróżnienie pomiędzy danymi bezpośrednio potwierdzonymi źródłowo a tymi elementami, które przyjęto jako założenia rekonstrukcyjne.

3.4. Dane źródłowo potwierdzone oraz założenia rekonstrukcyjne przyjęte w pracy

Rekonstrukcja historycznego hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze została oparta na zróżnicowanej bazie materiałowej. Obejmowała ona źródła techniczne, archiwalne, kartograficzne, ikonograficzne oraz wyniki badań terenowych przeprowadzonych na obszarze dawnej bazy. Jak wykazano w poprzednich podrozdziałach, zgromadzony materiał pozwolił stosunkowo dokładnie odtworzyć lokalizację obiektu, jego podstawowe gabaryty, geometrię oraz zasadniczy układ konstrukcyjny. Należy jednak podkreślić, że stopień szczegółowości dostępnych źródeł nie jest taki sam dla wszystkich części hangaru. Niektóre informacje wynikają bezpośrednio z materiałów historycznych lub z badań terenowych, inne natomiast wymagały przyjęcia założeń rekonstrukcyjnych. Z tego względu w pracy konieczne było wyraźne rozróżnienie pomiędzy danymi potwierdzonymi źródłowo a elementami odtworzonymi na podstawie analizy porównawczej, logiki konstrukcyjnej i interpretacji inżynierskiej. Takie rozróżnienie jest istotne, ponieważ pozwala jasno wskazać, które części rekonstrukcji mają charakter bezpośrednio udokumentowany, a które są uzasadnionym uzupełnieniem modelu. Do grupy danych źródłowo potwierdzonych należy w pierwszej kolejności lokalizacja obiektu. Materiały archiwalne i kartograficzne, a także wyniki badań terenowych, wskazują, że hangar znajdował się na terenie obecnego Lasu Pietrasze. Zachowane w gruncie betonowe podpory fundamentowe można powiązać z rzeczywistą lokalizacją dawnej bazy sterowcowej. Istnienie około 100 relikwów fundamentowych oraz ich zgodność z historycznym rzutem obiektu stanowią jeden z najważniejszych argumentów potwierdzających poprawność identyfikacji miejsca. Źródłowo i terenowo potwierdzony jest również ogólny kierunek ustawienia budynku. Oś podłużna hangaru przebiegała w układzie wschód–zachód, a wlot do hangaru znajdował się po stronie wschodniej. Drugą grupę danych pewnych stanowią podstawowe parametry geometryczne obiektu. Na podstawie rosyjskiego opracowania technicznego [L1], skonfrontowanego z pomiarami terenowymi i autorskim opracowaniem siatki punktów, przyjęto, że hangar miał długość 123,60 m, szerokość zewnętrzną 53,10 m, szerokość wewnętrzną 40,10 m oraz wysokość całkowitą około 33,70 m. Potwierdzony źródłowo jest także wymóg uzyskania szerokości 40 m na wysokości 18 m od poziomemu terenu, co wynikało bezpośrednio z gabarytów sterowca i warunków jego obsługi.

Dane te przyjęto jako podstawę geometryczną całej rekonstrukcji, ponieważ znajdują potwierdzenie zarówno w materiale źródłowym, jak i pośrednio w wynikach badań terenowych. Za potwierdzony należy uznać również zasadniczy układ konstrukcyjny hangaru. Z dostępnych materiałów wynika jednoznacznie, że obiekt był konstrukcją drewnianą, w której główny układ poprzeczny tworzyły dolne kozły wykonane z bali okrągłych oraz oparta na nich górna kratownica łukowa. Potwierdzone jest także zastosowanie elementów żelaznych w połączeniach, okuciach i detalach montażowych. Do danych rozpoznanych źródłowo należy również sposób posadowienia konstrukcji na betonowych fundamentach trapezowych. W materiale [L1] wskazano istnienie około 50 większych i 50 mniejszych bloków fundamentowych, z których znaczna część została następnie zidentyfikowana podczas badań terenowych w Lesie Pietrasze. Elementem potwierdzonym źródłowo jest także istnienie dużej, dwuskrzydłowej bramy przesuwnej w strefie frontowej hangaru. Jej wysokość wynosiła około 28,50 m. Informacje te korespondują z wynikami badań terenowych prowadzonych w rejonie potencjalnej strefy wjazdowej. Z tego samego materiału źródłowego wynika również obecność długich rzędów okien w bocznych, nachylonych ścianach hangaru. Do danych wymagających ostrożniejszego podejścia należą natomiast te cechy obiektu, które nie zostały w materiałach źródłowych podane z pełną dokładnością wymiarową lub konstrukcyjną. Dotyczy to przede wszystkim szczegółowych przekrojów części elementów drewnianych, pełnego kształtu niektórych połączeń, dokładnego układu elementów podłużnych i usztywniających oraz części detali węzłowych oraz umiejscowienia galerii technicznej oraz dźwigu służących serwisowaniu sterowców (wspomina o nich oryginalna specyfikacja techniczna hangaru). Chociaż dokumentacja pozwala odczytać ogólną logikę pracy ustroju przestrzennego, nie wszystkie stężenia, elementy wtórne i szczegóły połączeń mogły zostać odtworzone w sposób dosłowny. W takich przypadkach przyjęto rozwiązania rekonstrukcyjne zgodne z logiką konstrukcji historycznej, zasadami pracy ustroju oraz materiałem porównawczym. W miejscach, w których rosyjskie opracowanie techniczne [L1] nie pozwalało na jednoznaczne odczytanie wymiarów przekrojów poprzecznych, zastosowano pomocnicze dopasowanie wymiarów na podstawie skali rysunków źródłowych. Dotyczyło to między innymi wybranych elementów dolnej części konstrukcji, czyli kozłów. Tak uzyskane wartości traktowano jako dane rekonstrukcyjne, a nie jako informacje bezpośrednio podane w źródle.

Szczególnie wyraźnym przykładem ograniczeń źródłowych jest rozmieszczenie i wymiarowanie okien. Dokumentacja potwierdza obecność długich rzędów okien z przyciemnianymi szybami fotochromowymi w bocznych, nachylonych ścianach hangaru,

ale nie zawiera wystarczających danych pozwalających na ich pełne i dokładne odwzorowanie. W źródłach brak jednoznacznych informacji o dokładnych wymiarach okien oraz ich precyzyjnym układzie w elewacjach bocznych. W związku z tym samo istnienie okien należy traktować jako potwierdzone źródłowo, natomiast ich dokładnego rozmieszczenia nie wprowadzono do modelu rekonstrukcyjnego jako rozwiązania pewnego. Przyjęto, że odtworzenie okien w pełnym układzie wymagałoby dodatkowych danych źródłowych. Podobny status ma materiał porównawczy dotyczący hangarów w Brześciu Litewskim i Lidzie. Fotografie tych obiektów mają istotne znaczenie interpretacyjne, ponieważ pomagają zrozumieć proporcje bryły, kształt ścian bocznych, relację strefy dachowej do części podporowej oraz możliwy sposób kształtowania elewacji i wrót. Nie mogą być jednak traktowane jako bezpośredni dowód dla hangaru w Lesie Pietrasze. W niniejszej pracy pełnią funkcję pomocniczą, wspierającą interpretację tych cech obiektu, które nie zachowały się w terenie albo nie zostały opisane z pełną precyzją. Ich wykorzystanie było więc uzasadnione jako uzupełnienie rekonstrukcji, a nie jako substytut podstawowego materiału źródłowego. Założenia rekonstrukcyjne przyjęte w pracy obejmują przede wszystkim te elementy, które były niezbędne do zamknięcia spójnego modelu geometrycznego i konstrukcyjnego, lecz nie zostały w pełni opisane w źródłach. Dotyczy to między innymi części detali połączeń, wybranych elementów stężeń podłużnych, niektórych elementów wtórnych oraz dokładnych parametrów przyjmowanych tam, gdzie źródła wskazywały jedynie zasadę konstrukcyjną. We wszystkich tych przypadkach dążono do zachowania możliwie największej zgodności z logiką historycznej konstrukcji, wynikami badań terenowych oraz danymi źródłowymi o charakterze bezpośrednim. Przyjęte rozwiązania nie mają więc charakteru dowolnego, lecz stanowią świadome i kontrolowane uzupełnienie rekonstrukcji. Z punktu widzenia metodologii pracy istotne było także rozróżnienie pomiędzy rekonstrukcją historyczną a modelem obliczeniowym. W modelu numerycznym konieczne było przyjęcie pełnych danych materiałowych, geometrycznych i węzłowych, których źródła historyczne nie zawsze podają wprost. Część parametrów wprowadzonych do analizy statycznej ma zatem charakter współczesnego uzupełnienia modelu, niezbędnego do przeprowadzenia obliczeń. Nie zmienia to jednak faktu, że podstawowy zrąb konstrukcji, czyli jej geometria, główny układ nośny, funkcja elementów, materiał, znaczna część wymiarów głównych elementów konstrukcyjnych oraz logika pracy ustroju, wynika ze źródeł historycznych i terenowych. Ten podział pomiędzy warstwą źródłowo potwierdzoną a warstwą modelowo uzupełnianą stanowi jedną z podstaw wiarygodności całej pracy.

Podsumowując, za dane źródłowo potwierdzone uznano lokalizację hangaru, jego orientację w terenie, podstawowe wymiary geometryczne, ogólny rzut fundamentów, drewniany charakter konstrukcji z żelaznymi elementami połączeń, główny układ poprzeczny w postaci kozłów i górnej kratownicy, sposób posadowienia na betonowych fundamentach, obecność dużej frontowej bramy przesuwnej oraz istnienie okien w bocznych ścianach. Założenia rekonstrukcyjne objęły natomiast te części obiektu, które nie zostały zachowane lub opisane z jednakową dokładnością, w szczególności część detali połączeń, niektóre elementy wtórne i usztywniające, dokładne parametry części przekrojów drewnianych oraz rozwiązania wymagające uzupełnienia w celu zamknięcia modelu geometrycznego i obliczeniowego. Dokładne rozmieszczenie i wymiary okien potraktowano jako element nierozpoznany w stopniu wystarczającym do pełnego odwzorowania. Tak uporządkowany podział stanowi podstawę przyjęcia założeń modelu obliczeniowego oraz dalszych analiz numerycznych przedstawionych w rozdziale 4.

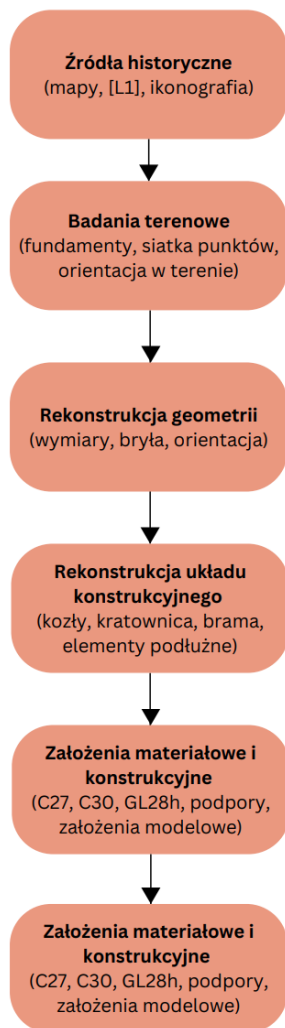
4. Założenia obliczeniowe oraz warianty analiz numerycznych

Po przeprowadzeniu rekonstrukcji historycznego układu hangaru, obejmującej lokalizację obiektu, odtworzenie jego geometrii, identyfikację ustroju nośnego oraz rozróżnienie pomiędzy danymi źródłowo potwierdzonymi a założeniami rekonstrukcyjnymi, możliwe stało się przejście do części obliczeniowej pracy. Jej celem jest określenie zasad modelowania konstrukcji, przyjęcie odpowiednich założeń materiałowych, geometrycznych i schematów oraz zdefiniowanie oddziaływań, którym poddano analizowany obiekt. Na tym etapie rekonstrukcja historyczna przestaje pełnić funkcję wyłącznie poznawczą, a staje się podstawą do budowy modeli numerycznych umożliwiających ocenę pracy konstrukcji w różnych wariantach obliczeniowych. W niniejszym rozdziale przedstawiono założenia przyjęte do modelowania hangaru oraz uporządkowano warianty analiz numerycznych wykorzystanych w dalszej części pracy. Szczególną uwagę poświęcono rozróżnieniu pomiędzy modelem historycznym, opartym na dawnych założeniach projektowych, a modelami odnoszącymi się do współczesnych zasad projektowania konstrukcji według obowiązujących norm. Dzięki temu możliwe staje się nie tylko odtworzenie sposobu pracy historycznej budowli, lecz również ocena jej zachowania w świetle współczesnych wymagań normowych oraz porównanie wariantu drewnianego z wcześniejszym wariantem stalowym. Rozdział ten stanowi zatem bezpośredni pomost pomiędzy częścią rekonstrukcyjną a częścią analityczno-obliczeniową pracy.

4.1. Założenia materiałowe, geometryczne i konstrukcyjne

Przystępując do analizy obliczeniowej historycznego hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze, konieczne było przyjęcie jednoznacznych założeń materiałowych, geometrycznych i konstrukcyjnych, które umożliwiły przejście od rekonstrukcji historycznej do modelu numerycznego. Etap ten ma charakter pomostowy pomiędzy częścią historyczno-rekonstrukcyjną a częścią analityczną pracy. Jego celem nie było już dalsze ustalanie formy obiektu, lecz takie uporządkowanie i doprecyzowanie danych rekonstrukcyjnych, aby mogły one zostać wykorzystane w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych. Oznacza to, że przyjęte w tym podrozdziale założenia wynikają z dwóch porządków: z jednej strony z materiałów historycznych i wcześniejszych ustaleń rekonstrukcyjnych, z drugiej zaś z konieczności idealizacji konstrukcji na potrzeby modelowania numerycznego. Ogólny schemat przejścia od rekonstrukcji historycznej do modelu obliczeniowego przyjętego

w niniejszej pracy przedstawiono na rys.4.1. Schemat ten pokazuje, że model numeryczny nie stanowi niezależnego opracowania, lecz wynika bezpośrednio z uprzednio przeprowadzonej analizy źródeł, badań terenowych, odtworzenia geometrii obiektu oraz identyfikacji jego układu konstrukcyjnego.

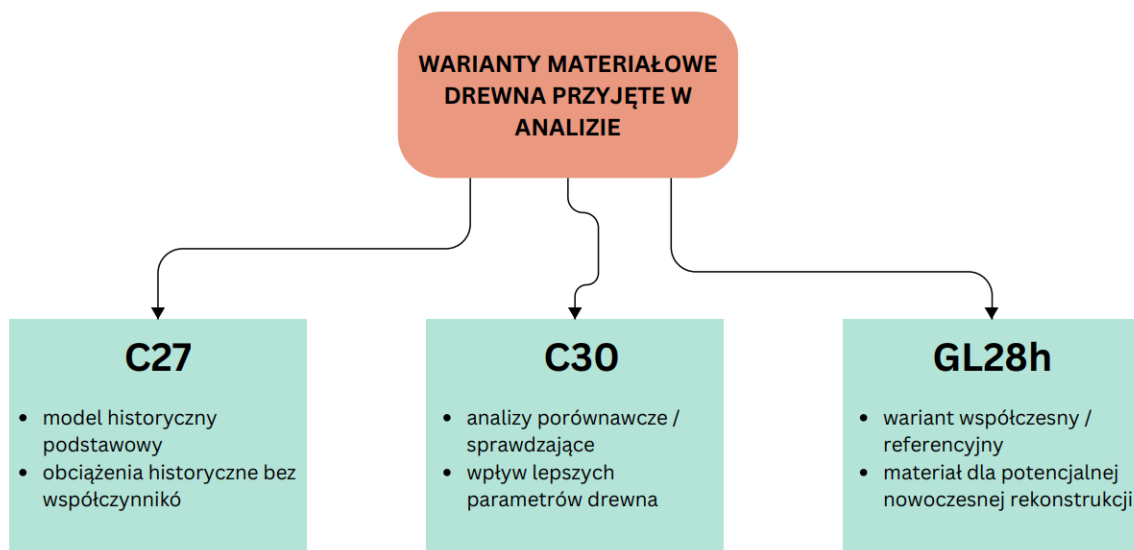


Rys. 4.1. Schemat przejścia od rekonstrukcji historycznej do modelu obliczeniowego hangaru.
Źródło: opracowanie własne

Podstawowym założeniem materiałowym przyjętym w pracy było uznanie, że rekonstruowany hangar stanowił konstrukcję drewnianą, w której główne elementy nośne wykonano z drewna, natomiast elementy żelazne występowały lokalnie, przede wszystkim w połączeniach, okuciach i detalach montażowych. Takie rozwiązanie wynika bezpośrednio z materiału źródłowego [L1] i stanowi jedną z najważniejszych różnic pomiędzy historycznym wariantem obiektu a wcześniejszą rekonstrukcją stalową, opracowaną w ramach pracy inżynierskiej. W modelu obliczeniowym przyjęto zatem, że zasadniczy ustrój nośny, obejmujący kozły, górne łuki kratownicowe oraz podstawowe elementy podłużne, pracuje jako konstrukcja drewniana. Elementy stalowe potraktowano natomiast jako części pomocnicze

i lokalne, związane przede wszystkim z zapewnieniem ciągłości połączeń oraz przekazywaniem sił w węzłach. Z analizy rozdziału XI rosyjskiego opracowania technicznego [L1] wynika, że drewno było traktowane jako pełnoprawny materiał konstrukcyjny stosowany przy budowie hangarów wielkowymiarowych. Jego zastosowanie uzasadniano przede wszystkim dostępnością, niższym kosztem, łatwością obróbki oraz możliwością stosunkowo szybkiego montażu. Źródło wskazuje również, że rozwój drewnianych konstrukcji o dużych rozpiętościach był możliwy dzięki lepszemu poznaniu właściwości drewna oraz rozwijaniu metod łączenia elementów, które pozwalały wykorzystać zalety tego materiału i ograniczyć jego słabsze strony. W kontekście analizowanego obiektu ma to istotne znaczenie, ponieważ potwierdza, że zastosowanie drewna nie było rozwiązaniem przypadkowym ani prowizorycznym. Był to świadomy wybór materiałowo-konstrukcyjny, odpowiadający ówczesnym możliwościom technicznym, organizacyjnym i materiałowym. Jednocześnie z materiału [L1] wynika, że w hangarach tego typu dolne części głównego układu nośnego wykonywano z drewna okrągłego, natomiast w elementach łukowych stosowano belki. Układ ten pozostaje zgodny z odtworzoną konstrukcją hangaru w Lesie Pietrasze. Należy jednak zaznaczyć, że materiał historyczny nie podaje klasy wytrzymałościowej drewna w rozumieniu współczesnych norm projektowych. Z tego względu na potrzeby modelowania numerycznego konieczne było przyjęcie współczesnych odpowiedników materiałowych, umożliwiających przeprowadzenie obliczeń według obecnie obowiązujących zasad. Dobór klasy drewna należy więc traktować jako założenie modelowe, a nie jako informację bezpośrednio wynikającą ze źródeł historycznych. W modelu historycznym podstawowym, analizowanym przy historycznych obciążeniach i bez stosowania współczesnych współczynników bezpieczeństwa, jako materiał głównych elementów nośnych przyjęto drewno klasy C27.

Wybór ten stanowił kompromis pomiędzy koniecznością zastosowania współczesnej klasyfikacji materiałowej a dążeniem do zachowania historycznego charakteru analizowanej konstrukcji. W analizach porównawczych i sprawdzających rozpatrywano również inne warianty materiałowe, w tym drewno klasy C30 oraz drewno klejone warstwowo GL28h. Należy podkreślić, że materiał GL28h nie był traktowany jako odpowiednik historyczny. Przyjęto go jako współczesny materiał referencyjny, który mógłby znaleźć zastosowanie w przypadku ewentualnej realizacji rekonstrukcji obiektu według dzisiejszych standardów projektowych i wykonawczych. Przyjęte w pracy warianty materiałowe oraz zakres ich wykorzystania w poszczególnych modelach zestawiono w Tabeli 4.1, natomiast ich schematyczne uporządkowanie przedstawiono na rys. 4.2.



Rys. 4.2. Schemat przyjętych wariantów materiałowych oraz ich zastosowanie w analizie numerycznej. Źródło: opracowanie własne

Tabela 4.1. Zestawienie przyjętych wariantów materiałowych drewna w analizie numerycznej

Wariant materiałowy	Rodzaj materiału	Zastosowanie w pracy	Uzasadnienie przyjęcia
M1	Drewno lite klasy C27	Model historyczny podstawowy	Współczesny odpowiednik materiałowy przyjęty dla analizy historycznej konstrukcji przy zachowaniu jej możliwie realistycznego charakteru materiałowego
M2	Drewno lite klasy C30	Analizy porównawcze i sprawdzające	Wariant o nieco wyższych parametrach wytrzymałościowych, umożliwiający ocenę wpływu jakości materiału na pracę konstrukcji
M3	Drewno klejone warstwowo GL28h	Wariant referencyjny / współczesny	Materiał odpowiadający współczesnym możliwościom wykonawczym, rozpatrywany jako ewentualna baza do nowoczesnej rekonstrukcji obiektu

Dla uporządkowania przyjętych wariantów materiałowych w Tabeli 4.1 zestawiono klasy drewna wykorzystane w analizie numerycznej wraz z zakresem ich stosowania oraz uzasadnieniem przyjęcia. Zestawienie to pokazuje, że w pracy rozróżniono materiał zastosowany w podstawowym modelu historycznym od materiałów wykorzystanych w analizach porównawczych oraz w wariacie odnoszącym się do współczesnych możliwości

realizacyjnych. Przyjęcie kilku wariantów materiałowych umożliwiło ocenę wpływu zmiany parametrów mechanicznych drewna na pracę konstrukcji, a także porównanie zachowania układu historycznego z wariantem odpowiadającym dzisiejszym możliwościom materiałowym. W sensie geometrycznym podstawą modelu były wymiary odtworzone w rozdziale 3 oraz dane konstrukcyjne wynikające z materiałów źródłowych. Przyjęto, że hangar miał długość 123,60 m, szerokość zewnętrzną około 53,10 m, szerokość wewnętrzną 40,10 m oraz wysokość całkowitą około 33,70 m, przy zachowaniu szerokości użytkowej 40 m na wysokości 18 m od poziomu terenu. Oś obiektu przyjęto zgodnie z ustaleniami historycznymi i terenowymi jako przebiegającą w kierunku wschód–zachód, z głównym wlotem zlokalizowanym od strony wschodniej. Parametry te stanowiły geometryczny szkielet modelu numerycznego i zostały potraktowane jako podstawowe dane wejściowe. Przy budowie modelu numerycznego przyjęto zasadę możliwie wiernego odwzorowania historycznej konstrukcji. Elementy modelu opracowano z zachowaniem tych wymiarów, przekrojów i relacji konstrukcyjnych, które udało się odczytać z tekstu źródłowego [L1], rysunków historycznych, fotografii archiwalnych oraz dostępnych detali połączeń. W przypadkach, w których materiał źródłowy nie pozwalał na bezpośrednie określenie konkretnej długości lub wymiaru elementu, wartości dobierano na podstawie analizy skali rysunków oraz wzajemnych relacji geometrycznych pomiędzy elementami ustroju. Takie postępowanie pozwoliło zachować spójność modelu z historyczną logiką konstrukcji, przy jednoczesnym uniknięciu dowolnego uzupełniania brakujących danych. Założenia konstrukcyjne oparto na ustaleniu, że podstawowym elementem nośnym hangaru był główny układ poprzeczny, składający się z dolnych kozłów wykonanych z bali okrągłych oraz opartej na nich górnej kratownicy łukowej. Źródło [L1] wskazuje przy tym, że węzły kozłów i łuków kształtowano w taki sposób, aby osie schodzących się elementów przecinały się możliwie w jednym punkcie. Ma to istotne znaczenie dla późniejszej idealizacji numerycznej konstrukcji, ponieważ sprzyja modelowaniu ustroju jako układu prętowego o czytelnej geometrii osiowej. W modelu zachowano więc podstawowe elementy budujące oryginalny układ poprzeczny hangaru, tak aby możliwe było uzyskanie schematu jak najwierniej odpowiadającego historycznemu rozwiązaniu konstrukcyjnemu. Uproszczony model 2D głównego układu poprzecznego, wykorzystany do wstępnej weryfikacji pracy ustroju, przedstawiono na rys. 4.3.



Rys. 4.3. Model 2D głównego układu konstrukcyjnego hangaru w programie RFEM 6.

Źródło: opracowanie własne

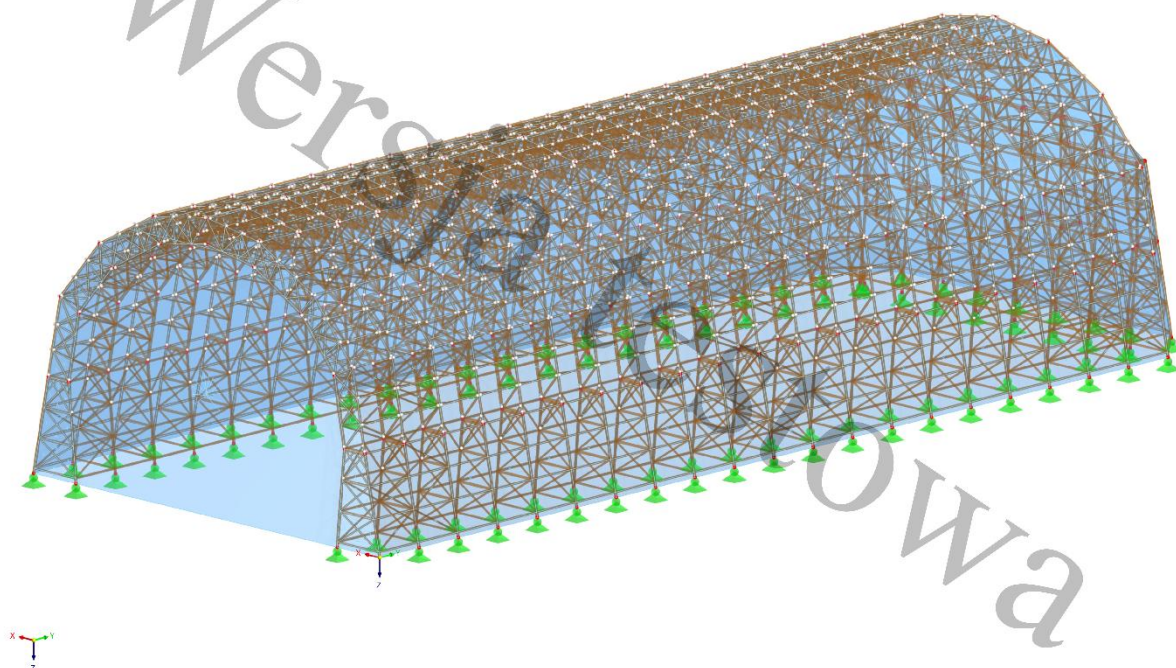
Jednocześnie model został poddany idealizacji obliczeniowej typowej dla metody elementów skończonych. Wszystkie elementy prętowe połączono osiowo, zgodnie z zasadami stosowanymi przy budowie modeli prętowych MES. Oznacza to, że model nie odtwarzał dosłownie pełnej geometrycznej złożoności historycznych złączy ciesielskich i stalowych, lecz sprowadzał ich działanie do schematu obliczeniowego odpowiadającego pracy osiowo połączonych prętów. Przyjęcie takiego rozwiązania było konieczne dla zachowania spójności i poprawności modelu numerycznego. Nie oznaczało jednak uproszczenia samego układu nośnego, ponieważ zachowano wszystkie istotne elementy tworzące historyczny przekrój konstrukcyjny hangaru. Dzięki temu uzyskano model zgodny z oryginałem pod względem układu konstrukcyjnego, a jednocześnie przydatny do dalszej analizy statyczno-wytrzymałościowej. W modelu przyjęto ponadto, że wszystkie główne ramy poprzeczne są posadowione na systemie betonowych fundamentów odpowiadających historycznej siatce podpór odtworzonej na podstawie źródła [L1] oraz badań terenowych. Z wcześniejszych ustaleń wynika, że układ ten obejmował około 50 większych i 50 mniejszych bloków fundamentowych, stanowiących podstawę kolejnych powtarzalnych segmentów konstrukcji.

Na potrzeby obliczeniowe geometryczny układ posadowienia utożsamiono więc z historycznie odtworzoną siatką punktów fundamentowych. Założenie to ma istotne znaczenie konstrukcyjne, ponieważ warunki podparcia decydują o schemacie statycznym całego obiektu i wpływają bezpośrednio na rozkład sił wewnętrznych w głównych ramach hangaru.

W zakresie elementów wtórnych i uzupełniających przyjęto, że model powinien uwzględniać nie tylko główne układy poprzeczne, lecz także podstawowe elementy podłużne łączące kolejne ramy oraz konstrukcyjnie istotne części strefy dachowej i ścian. Elementy te przyjęto na podstawie rosyjskiego opracowania technicznego [L1] oraz analizy materiałów ikonograficznych. Nie wszystkie elementy usztywniające były jednoznacznie przedstawione na rysunkach węzłów konstrukcji, dlatego w miejscach mniej czytelnych posłużono się analizą grafik przedstawiających kolejne etapy budowy hangaru. Na tej podstawie przyjęto odpowiednie przekroje i rozmieszczenie elementów stężających, dążąc do możliwie wiernego odtworzenia charakteru konstrukcji. Jednocześnie, zgodnie z ustaleniami przedstawionymi w rozdziale 3.4, nie wszystkie detale tych elementów mogły zostać przyjęte bezpośrednio na podstawie rosyjskiego opracowania technicznego lub fotografii archiwalnych. W rezultacie zastosowano rozwiązania rekonstrukcyjne zgodne z logiką historycznej budowli, jej geometrią oraz zasadami pracy ustroju przestrzennego. Oznacza to, że przyjęte założenia konstrukcyjne nie mają charakteru dowolnego, lecz stanowią kontrolowane uzupełnienie modelu w tych obszarach, w których materiał źródłowy [L1] nie był wystarczająco szczegółowy. Ważnym aspektem przyjętych założeń było także rozróżnienie pomiędzy modelem referencyjnym a modelem obliczeniowym. W pierwszym przypadku celem było możliwie wierne odtworzenie historycznej formy i logiki ustroju hangaru. W drugim konieczne było nadanie konstrukcji pełnych parametrów umożliwiających przeprowadzenie analizy numerycznej metodą elementów skończonych. Oznacza to, że w modelu obliczeniowym przyjęto komplet danych geometrycznych, materiałowych i węzłowych niezbędnych do wykonania obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, nawet jeżeli część z nich stanowiła współczesne uzupełnienie historycznej rekonstrukcji. Nie zmienia to jednak faktu, że podstawowa forma obiektu, układ nośny, charakter zastosowanego materiału oraz ogólna logika pracy konstrukcji wynikają bezpośrednio ze zgromadzonych materiałów źródłowych [L1] oraz wcześniejszych analiz rekonstrukcyjnych. Globalny model przestrzenny hangaru, stanowiący podstawę zasadniczych analiz numerycznych prowadzonych w kolejnych rozdziałach pracy, przedstawiono na rys. 4.4 oraz rys. 4.5.

A MODEL, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

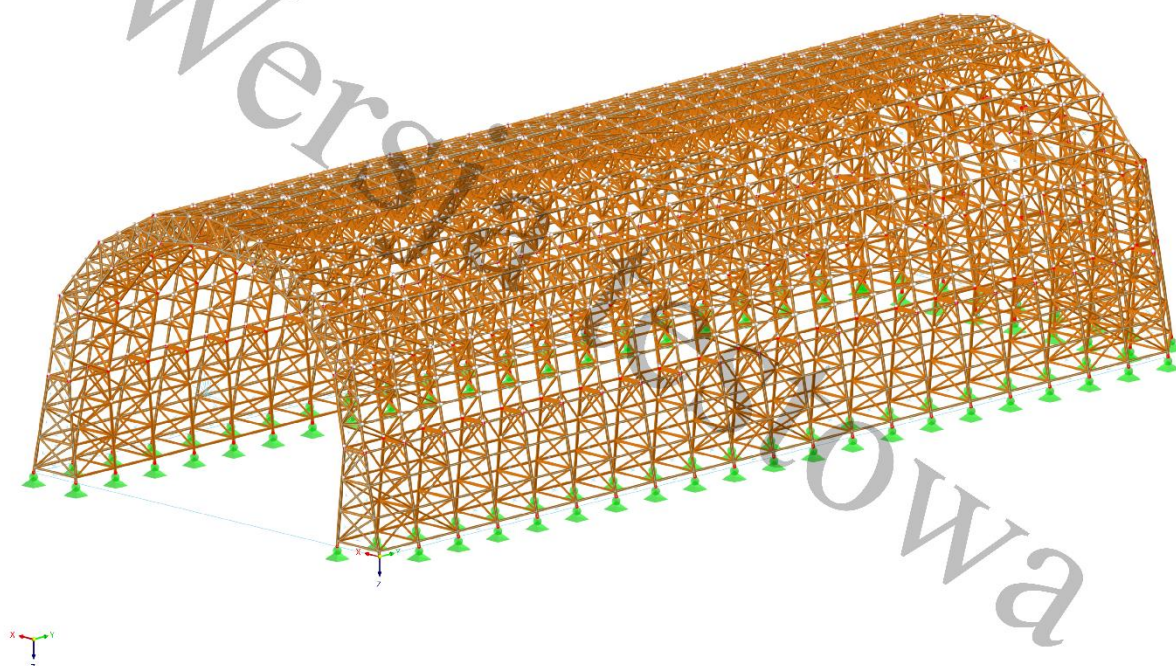
W kierunku aksjonometrycznym



Rys. 4.4. Globalny model przestrzenny 3D hangaru z zachowaniem pełnego układu konstrukcyjnego. Źródło: opracowanie własne

A MODEL, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

W kierunku aksjonometrycznym



Rys. 4.5. Globalny model przestrzenny 3D hangaru - widok prętowy.
Źródło: opracowanie własne

Rys. 4.4. przedstawia globalny model 3D konstrukcji hangaru wraz ze zdefiniowanymi powierzchniami transferu obciążeń. Obciążenia oddziałujące na konstrukcję, w tym obciążenia stałe od warstw dachu oraz obciążenia zmienne, takie jak obciążenie śniegiem, zostały wprowadzone jako obciążenia powierzchniowe. Z tego względu konieczne było zastosowanie powierzchni transferujących, które umożliwiły przekazanie obciążeń na elementy prętowe modelu i uzyskanie właściwego rozkładu sił wewnętrznych w konstrukcji. Natomiast na rys. 4.5 pokazano model 3D w widoku prętowym, bez powierzchni transferu obciążeń. Widok ten pozwala czytelnie przedstawić układ elementów prętowych oraz przyjęte przekroje poprzeczne elementów tworzących konstrukcję hangaru dla sterowców.

Podsumowując, założenia materiałowe, geometryczne i konstrukcyjne przyjęte w niniejszej pracy opierają się na rekonstrukcji hangaru jako konstrukcji drewnianej z lokalnym zastosowaniem elementów stalowych w połączeniach, odtworzonych wymiarach i orientacji obiektu oraz identyfikacji głównego układu nośnego w postaci koźłów i górnej kratownicy łukowej. Jednocześnie model konstrukcyjny został uzupełniony o niezbędne założenia statyczne umożliwiające jego dalsze wykorzystanie w obliczeniach numerycznych, w tym osiowe definiowanie prętów tworzących konstrukcję. Tak przygotowany zestaw założeń stanowi podstawę do określenia obciążeń historycznych i współczesnych oddziałujących na konstrukcję, które zostaną omówione w następnym podrozdziale pracy.

4.2. Obciążenia historyczne oraz współczesne oddziaływania normowe

Po przyjęciu założeń materiałowych, geometrycznych i konstrukcyjnych konieczne było określenie oddziaływań którym poddano analizowaną konstrukcję. W niniejszej pracy zagadnienie to ma szczególne znaczenie, ponieważ hangar został przeanalizowany w dwóch przypadkach obliczeniowych: historycznym oraz współczesnym. Oznacza to, że przyjęty model 3D konstrukcji poddano zarówno obciążeniom wynikającym z materiałów źródłowych [L1] i logiki historycznego projektowania, jak i oddziaływaniom wyznaczonym zgodnie z obowiązującymi obecnie normami projektowymi [N1, N2 itd.]. Takie podejście pozwala nie tylko ocenić pracę konstrukcji w warunkach zbliżonych do tych, dla których ona pierwotnie była projektowana, lecz również porównać ją z wymaganiami współcześnie obowiązujących nowo projektowanych budowli inżynierskich.

4.2.1. Oddziaływania stałe wg PN-EN 1991-1-1:2005 [N2]

Oddziaływania stałe przyjęte do analizy konstrukcji hangaru obejmują ciężar własny elementów nośnych, ciężar warstw pokrycia dachowego oraz dodatkowe obciążenia pochodzące od instalacji technicznych i wentylacji. Ich prawidłowe określenie ma istotne znaczenie dla dalszej analizy statyczno-wytrzymałościowej, ponieważ stanowią one podstawowy składnik wszystkich rozpatrywanych kombinacji obciążeń, zarówno w modelach historycznych, jak i we współczesnych modelach normowych konstrukcji. Zestawienie oddziaływań stałych przygotowano z uwzględnieniem danych wynikających z materiałów historycznych [L1] oraz współczesnych zasad modelowania konstrukcji 3D.

Ciężar własny konstrukcji

Ciężar własny konstrukcji został uwzględniony automatycznie w programie RFEM 6 na podstawie geometrii elementów modelu, przyjętych przekrojów oraz właściwości materiałowych. Takie podejście pozwoliło na bezpośrednie uwzględnienie masy elementów prętowych budujących główny układ nośny hangaru, bez konieczności ręcznego definiowania oddzielnych obciążeń dla każdego elementu. Dla pojedynczego elementu prętowego obciążenie od ciężaru własnego można zapisać w postaci:

$$g_{k,sw} = \gamma \cdot A \quad (4.1)$$

gdzie: γ jest to ciężar objętościowy materiału $\left[\frac{kN}{m^3}\right]$, A jest to pole przekroju poprzecznego elementu $[m^2]$.

W modelu numerycznym wartość tego obciążenia była generowana automatycznie przez oprogramowanie na podstawie zdefiniowanych materiałów i przekrojów elementów konstrukcyjnych, dlatego nie było konieczności osobnego zestawienia ciężaru własnego dla każdego z prętów.

Ciężar poszycia dachowego

Na podstawie tłumaczenia XI rozdziału rosyjskiego opracowania technicznego [L1] ustalono, że dach analizowanego hangaru dla sterowców pokryty był 12-funtową blachą żelazną, układaną bezpośrednio na pełnym deskowaniu wykonanym z 1-calowych desek. Źródło wskazuje ponadto, że pokrycie było zabezpieczone farbą chronną - „окрашивается черлядью (czerliad’)” [L1]. Czerliad to jest historyczna nazwa farby, naturalnego pigmentu stosowanego w Rosji na przełomie XVIII i XIX wieku do malowania dachów, konstrukcji drewnianych i detali budowlanych. Głównym celem stosowania tego pigmentu było zabezpieczenie blach żelaznych przed rdzą. Czeryad był koloru ciemnoczerwonego, czerwono-brązowego lub intensywnego ceglastego. Same warstwy dachowe tworzyły sztywną powierzchnię

współpracującą z konstrukcją nośną. W analizie przyjęto zatem, że na obciążenie stałe połączenia dachowe składają się: ciężar blachy żelaznej, ciężar deskowania oraz niewielki dodatek od łączników i zakładek montażowych. Ciężar warstwy malarskiej pominięto jako nieistotny z punktu widzenia globalnej pracy konstrukcji.

Zgodnie z przyjętym założeniem jeden arkusz blachy miał wymiary:

$$a = 1,40 \text{ m}, \quad b = 0,71 \text{ m},$$

co daje jego pole równe:

$$A_{bl} = a \cdot b \quad (4.2)$$

gdzie: a, b są to wymiary poszczególnych długości boków arkusza blachy żelaznej [m].

$$1,40 \cdot 0,71 = 0,994 \text{ m}^2$$

Masa jednego arkusza została przyjęta jako:

$$m_{bl,ark} = 5,00 \text{ kg}$$

Na tej podstawie masa blachy przypadającej na 1 m^2 połączenia dachowej wynosi:

$$m_{bl} = \frac{m_{bl,ark}}{A_{bl}} \quad (4.3)$$

gdzie: $m_{bl,ark}$ jest to masa arkusza blachy w [kg], natomiast A_{bl} jest to pole powierzchni arkusza blachy w [m^2].

$$m_{bl} = \frac{5,00}{0,994} = 5,03 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Po przeliczeniu na obciążenie powierzchniowe otrzymano:

$$g_{k,bl} = \frac{m_{bl} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{1000} \quad (4.4)$$

gdzie: m_{bl} jest to masa arkusza blachy w [$\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$], $9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ jest to wartość przyspieszenia ziemskiego.

$$g_{k,bl} = \frac{5,03 \cdot 9,81}{1000} = 0,049 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Drugą warstwę pokrycia dachu stanowiło pełne deskowanie wykonane z desek o grubości 1 cala

$$t = 2,54 \text{ cm} = 0,0254 \text{ m}$$

Obciążenie od deskowania wyznaczono na podstawie wzoru:

$$g_{k,des} = \frac{t \cdot \rho \cdot 9,81}{1000} \quad (4.5)$$

gdzie: t jest to grubość deskowania [m], ρ jest to gęstość drewna [$\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$].

Materiał: sosna – przyjmuje się gęstość charakterystyczną dla drewna konstrukcyjnego o wartości: $\rho = 500 \frac{kg}{m^3}$. Na podstawie źródeł zagranicznych stron internetowych [S6] uzyskano potwierdzenie co do stosowanych przez Rosjan materiałów konstrukcyjnych.

$$g_{k,des} = \frac{0,0254 \cdot 500 \cdot 9,81}{1000} = 0,13 \frac{kN}{m^2}$$

Łączne obciążenie stałe od warstw wykończeniowych dachu przyjęto jako sumę ciężaru blachy żelaznej, deskowania oraz obciążenia od łączników i zakładki montażowych:

$$g_k = g_{1k} + g_{2k} + g_{3k} \quad (4.6)$$

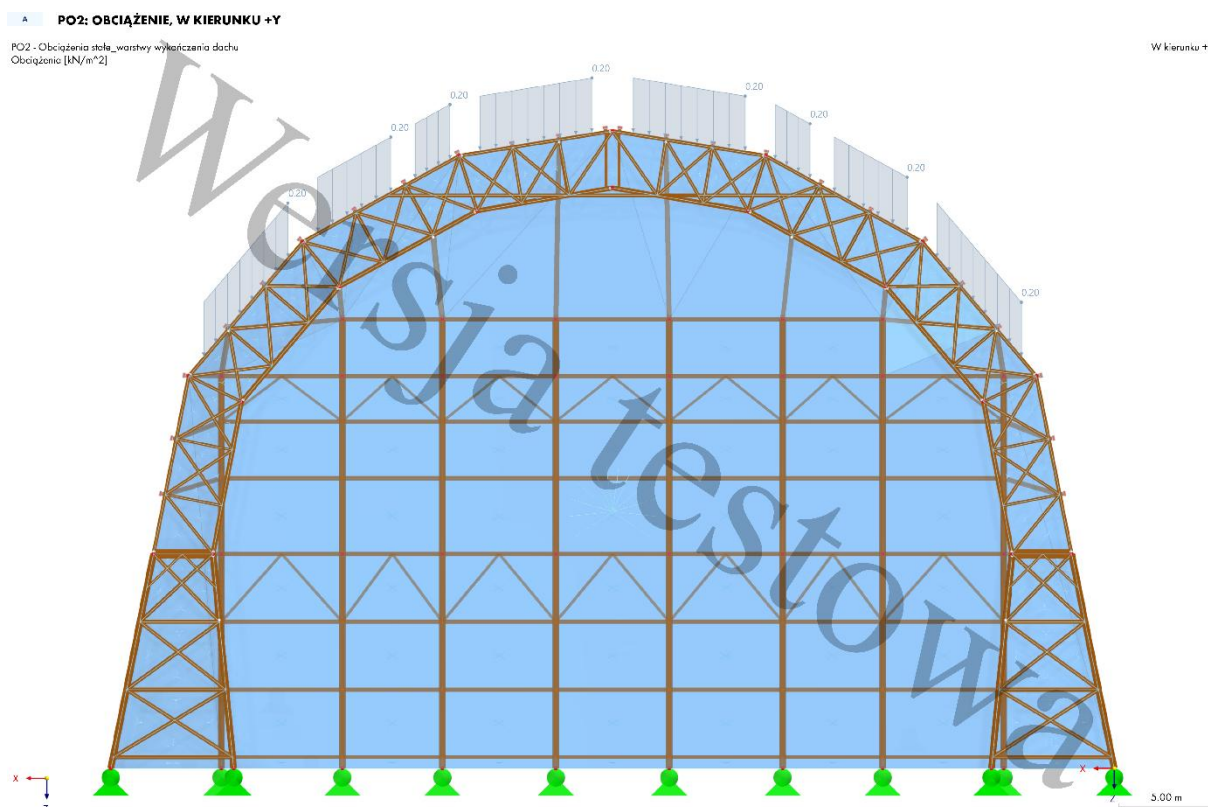
gdzie: g_{1k} jest to obciążenie charakterystyczne od ciężaru arkuszy żelaznej blachy okrywającej dach w $\frac{kN}{m^2}$, g_{2k} jest to obciążenie charakterystyczne pochodzące od ciężaru deskowania, na którym mocowane były arkusze blachy w $\frac{kN}{m^2}$, natomiast g_{3k} jest to obciążenie charakterystyczne pochodzące od dodatkowych łączników oraz zakładek stosowanych podczas montażu poszycia dachowego w $\frac{kN}{m^2}$.

$$g_k = 0,05 \frac{kN}{m^2} + 0,13 \frac{kN}{m^2} + 0,02 \frac{kN}{m^2} = 0,20 \frac{kN}{m^2}$$

Zbiorne zestawienie wartości do obliczeń obciążenia stałego przyjętych do modelu zamieszczono w tabeli 4.2. Sposób przyłożenia obciążenia stałego od warstw wykończeniowych dachu w modelu numerycznym przedstawiono na rys.4.6. Należy zaznaczyć, że widoczny na kolejnych rysunkach sposób prezentacji obciążeń wynika z ustawień graficznych programu RFEM 6 i ma charakter poglądowy. Przedstawione pasma i symbole obciążeń nie oznaczają lokalnego przyłożenia oddziaływania wyłącznie w miejscach ich wyświetlenia. W modelu numerycznym obciążenia zostały przypisane do odpowiednich powierzchni/paneli obciążeniowych, natomiast rysunki służą do przedstawienia kierunku działania oraz wartości przyjętych obciążeń.

Tabela 4.2. Zestawienie oddziaływań stałych przyjętych do modelu konstrukcyjnego

Składnik obciążenia stałego	Symbol	Wartość	Jednostka	Sposób wyznaczenia
Ciężar własny konstrukcji	$g_{k,sw}$	wg modelu	[kN/m]	generowany automatycznie w RFEM 6
Blacha żelazna pokrycia dachowego	$g_{k,bl}$	0.049	[kN/m ²]	obliczenia analityczne
Deskowanie dachu	$g_{k,des}$	0.13	[kN/m ²]	obliczenia analityczne
Łączniki i zakładki montażowe	$g_{k,l}$	0.02	[kN/m ²]	założenie projektowe
Łączne obciążenie warstw dachu	g_k	0.20	[kN/m ²]	suma składników
Instalacje i wentylacja	$g_{k,inst}$	0.10	[kN/m ²]	założenie projektowe

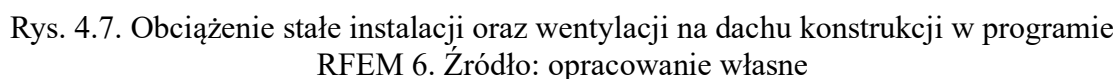


Rys. 4.6. Obciążenie stałe od warstw wykończeniowych dachu w programie RFEM 6.
Źródło: opracowanie własne

Ciężar instalacji oraz wentylacji

W analizie numerycznej uwzględniono również dodatkowe obciążenie stałe wynikające z obecności instalacji technicznych, w szczególności oświetlenia oraz elementów wentylacji dachowej. Przyjęcie tego obciążenia znajduje uzasadnienie historyczne, ponieważ dokumentacja źródłowa wskazuje na konieczność zapewnienia intensywnej wymiany

Obciążenie to zostało przyłożone równomiernie do połaci dachowej modelu i uwzględnione jako dodatkowy składnik oddziaływań stałych w analizach współczesnych. Rozkład dodatkowego obciążenia stałego od instalacji i wentylacji na połaci dachowej pokazano na rysunku rys. 4.7, który został umieszczony poniżej.



Dla uporządkowania przyjętych wartości w tabeli 4.2. zestawiono podstawowe składniki oddziaływań stałych wykorzystywanych w modelu konstrukcyjnym hangaru. Zestawienie to obejmuje zarówno ciężar własny elementów konstrukcyjnych generowany bezpośrednio

w środowisku RFEM 6, jak i ręcznie wyznaczone obciążenia od warstw pokrycia dachowego oraz instalacji technicznych.

Podsumowując, do oddziaływań stałych przyjętych w analizie zaliczono ciężar własny konstrukcji, ciężar historycznego pokrycia dachowego oraz dodatkowe obciążenie od instalacji i wentylacji. Tak określony zestaw obciążeń stanowi podstawę do dalszego uwzględnienia oddziaływań zmiennych i klimatycznych, które omówiono w kolejnych podrozdziałach.

4.2.2. Obciążenie użytkowe połaci dachowej wg PN-EN 1991-1-1:2005 [N2]

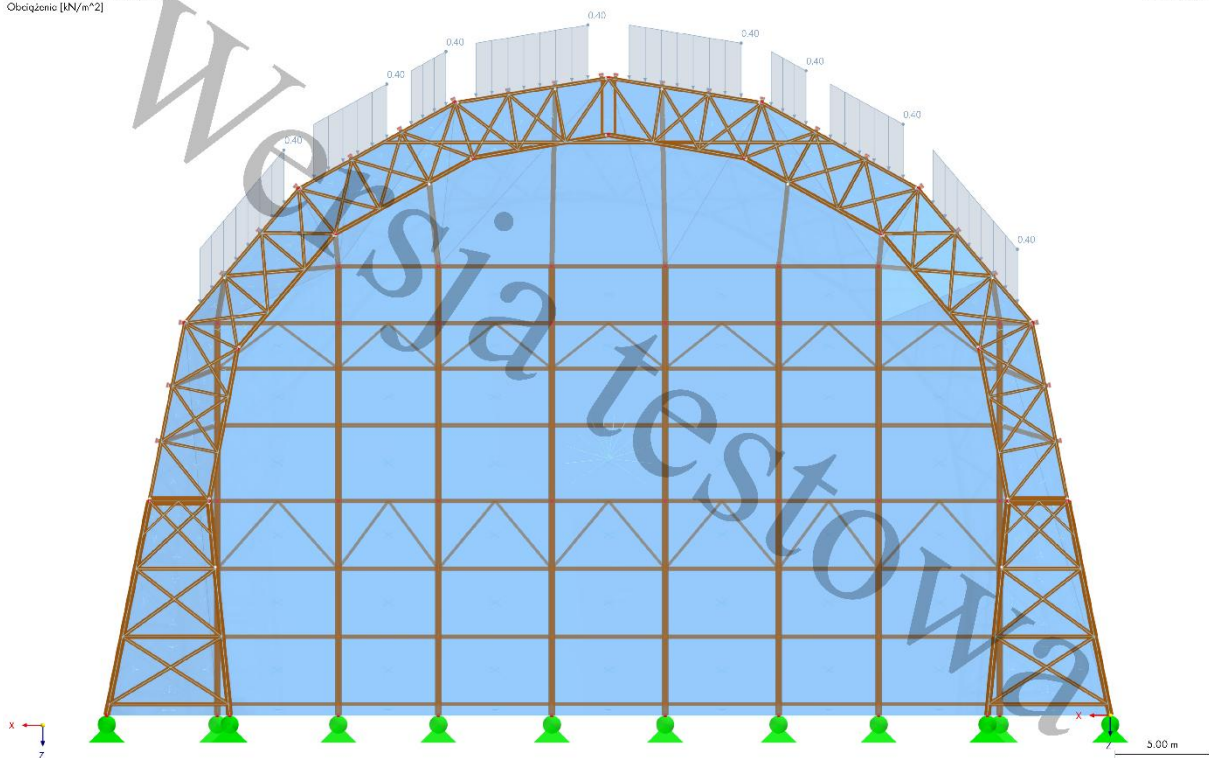
W analizie współczesnej, oprócz oddziaływań stałych, uwzględniono również obciążenie użytkowe połaci dachowej. Jego przyjęcie wynika z konieczności okresowego dostępu do dachu podczas czynności eksploatacyjnych i konserwacyjnych, takich jak kontrola stanu pokrycia, sprawdzanie elementów odwodnienia, przeglądy instalacji oraz bieżące prace utrzymaniowe. Zgodnie z przyjętym podejściem dach analizowanego hangaru zakwalifikowano do kategorii H [PN-EN 1991-1-1 [N2]], obejmującej dachy bez stałego dostępu użytkowników, z wyjątkiem czynności związanych z utrzymaniem i naprawą obiektu. Przyjęcie takiej kategorii użytkowania jest uzasadnione funkcją obiektu oraz charakterem jego eksploatacji. Hangar nie był budowlą przeznaczoną do regularnego użytkowania połaci dachowej, jednak ze względu na swoje znaczne gabaryty i rozbudowaną powierzchnię pokrycia wymagał okresowych prac kontrolnych oraz serwisowych. W związku z tym obciążenie użytkowe połaci dachowej potraktowano jako oddziaływanie zmienne o charakterze pomocniczym, które powinno być uwzględnione w analizie współczesnej, choć nie występowało wprost w historycznym systemie projektowania obiektu. Charakterystyczną wartość obciążenia użytkowego połaci dachowej przyjęto zgodnie z właściwym przypadkiem normowym dla kategorii H: $q_{k,H} = 0,40 \frac{kN}{m^2}$

Wartość tę przyłożono do połaci dachowej jako obciążenie równomiernie rozłożone obciążenie powierzchniowe. W modelu numerycznym oddziaływanie to uwzględniono wyłącznie w wariantach współczesnych, w których konstrukcję oceniano według obecnych zasad projektowania i kombinacji obciążeń. Nie było ono natomiast stosowane w modelach historycznych, ponieważ nie wynikało z ówczesnych warunków projektowych zawartych w materiale źródłowym [L1]. Przyłożenie obciążenia zmiennego użytkowego kategorii H do połaci dachowej w modelu RFEM 6 przedstawiono na rys.4.8.

A PO4: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU +Y

PO4 - Obciążenia zmienne, użytkowe
Obciążenie [kN/m²]

W kierunku +Y



Rys. 4.8. Obciążenie zmienne użytkowe kategorii H w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

4.2.3. Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3:2005 [N3]

Analizę obciążenia śniegiem w trwałych i przejściowych sytuacjach obliczeniowych przeprowadzono zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1991-1-3 [N3]. Lokalizacja odtwarzanego obiektu (Białystok, Las Pietrasze) determinuje jego położenie w IV strefie obciążenia śniegiem gruntu, zgodnie z mapą podziału administracyjnego Polski zawartą w Załączniku Krajowym [N3]. Wykorzystując zintegrowane narzędzie geolokalizacyjne programu RFEM 6 (Geo-Zone Tool), określono precyzyjne współrzędne geograficzne terenu (53,167°N, 23,174°E) oraz jego wysokość nad poziomem morza, wynoszącą 167,00 m n.p.m. Na podstawie Tabeli NB.1 oraz Rysunku NB.1, wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu s_k dla IV strefy (przy uwzględnieniu wysokości poniżej 300 m n.p.m. wynosi: $s_k = 1,60 \frac{kN}{m^2}$). Obciążenie śniegiem w sytuacji trwałej i przejściowej według PN-EN 1991-1-3 [N3] ustalamy następująco:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.7)$$

gdzie: μ_i - współczynnik kształtu dachu, s_k - wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu w $\frac{kN}{m^2}$, C_e - współczynnik ekspozycji, C_t - współczynnik termiczny.

W celu wyznaczenia końcowej wartości obciążenia śniegiem połaci dachu, konieczne jest ustalenie współczynnika ekspozycji C_e , który uwzględnia wpływ ukształtowania terenu i otaczającej zabudowy na gromadzenie się pokrywy śnieżnej. Na podstawie analizy źródeł archiwalnych oraz planów sytuacyjnych bazy w Pietraszach stwierdzono, że hangar był usytuowany w bezpośrednim sąsiedztwie wysokiego drzewostanu. Ze względu na obecność lasu osłaniającego budowlę z dwóch stron, co skutecznie ograniczało swobodne wywiewanie śniegu przez wiatr, przyjęto współczynnik $C_e = 1,00$. Wartość ta odpowiada terenowi o ekspozycji 'normalnej' według klasyfikacji zawartej w normie PN-EN 1991-1-3 [N3], gdzie ukształtowanie terenu nie powoduje znaczącego przenoszenia śniegu na budowlę.

Współczynnik termiczny C_t

Współczynnik termiczny C_t służy do uwzględnienia potencjalnej redukcji obciążenia śniegiem na dachach o wysokiej przepuszczalności cieplnej, co sprzyja topnieniu pokrywy śnieżnej pod wpływem ciepła uciekającego z wnętrza budynku. Zgodnie z normą PN-EN 1991-1-3 [N3], redukcję tę można rozważyć w przypadku dachów o współczynniku przenikania ciepła przekraczającym $1 \left[\frac{W}{m^2 K} \right]$. Ponieważ konstrukcja hangaru w Białymstoku stanowiła surową, nieogrzewaną halę o prostej budowie z desek i blachy, nieprzewidującą dodatkowych systemów grzewczych ani warstw termoizolacyjnych, przyjęto konserwatywną wartość współczynnika $C_t = 1,00$. Oznacza to brak redukcji obciążenia śniegiem z tytułu strat ciepła przez połąć dachową.

Współczynnik kształtu dachu

Geometria dachu analizowanego hangaru charakteryzuje się wielobocznym obrysem pasów górnych kratownic, co utrudnia bezpośrednią klasyfikację połaci według podstawowych typów (jedno-, dwu- lub dachów wielopołaciowych) zdefiniowanych w normie PN-EN 1991-1-3 [N3]. Biorąc pod uwagę ogólną bryłę obiektu oraz jego funkcję, w celu wyznaczenia oddziaływań śniegiem dokonano uproszczenia geometrii hangaru, przyjmując model dachu walcowego (łukowego). Takie podejście pozwala na rzetelne odwzorowanie rzeczywistego rozkładu obciążenia na segmentowej połaci dachu, przy jednoczesnym uwzględnieniu normowych schematów gromadzenia się śniegu właściwych dla dachów o dużej krzywiznie. Obliczenia przeprowadzono dla wariantu bez barierek przeciwsnieżnych, co sprzyja swobodnemu zsuwaniu się pokrywy śnieżnej w strefach o dużym nachyleniu. Schemat przyjętego uproszczenia geometrii dachu do postaci walcowej, stanowiący podstawę

do wyznaczenia współczynników kształtu dachu obciążenia śniegiem, przedstawiono na rys.4.9. Współczynniki kształtu dachu dla dachów walcowych, jeżeli brak jest barierek przeciwsnieżnych:

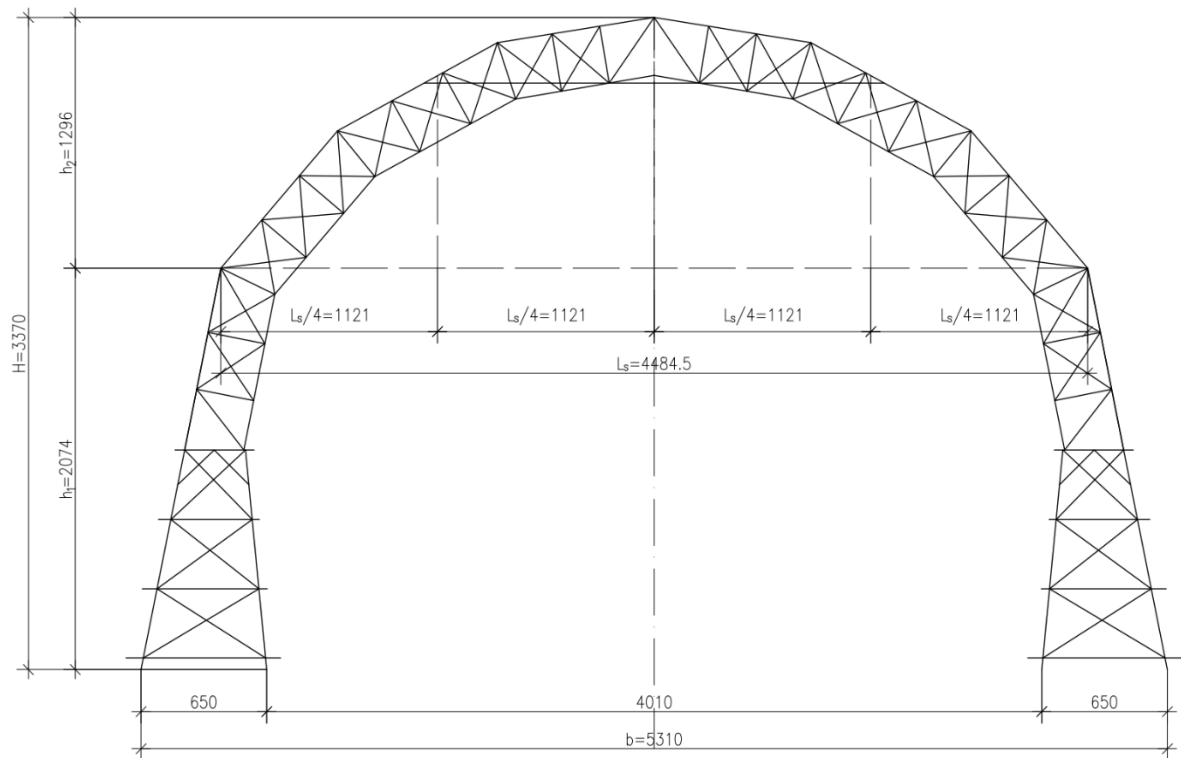
$$\begin{aligned} \text{dla } \beta > 60^\circ, \quad \mu_3 &= 0 \\ \text{dla } \beta \leq 60^\circ, \quad \mu_3 &= 0,20 + 10 \cdot \frac{h}{b} \end{aligned}$$

gdzie: $h_1 = 33,70$ m – wysokość całego budynku, $h_2 = 14,57$ m – wysokość dachu (uproszczonego dachu walcowego), $b = 53,10$ m – szerokość hangaru na sterowce.

Według normy [N3] stosunek wysokości do szerokości budynku wygląda następująco:

$$\frac{h}{b} = \frac{12,96 \text{ m}}{53,10 \text{ m}} = 0,244$$

Wyznaczenie współczynników kształtu dachu μ_3 przeprowadzono zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1991-1-3 [N3], uwzględniając specyficzną geometrię łukową obiektu. W Polskim załączniku krajowym, górna granica współczynnika kształtu została ustalona na poziomie 2,0. Dla analizowanego hangaru stosunek wyniosłości (strzałki łuku) do jego rozpiętości (h/b) wynosi 0,244. Na podstawie Rysunku 5.5 w normie [N3], dla powyższego stosunku geometrycznego, wyznaczono maksymalną wartość współczynnika kształtu $\mu_3 = 2,00$. Zgodnie z tym $0,5\mu_3 = 1,00$. Następnie przyjęto podział połaci dachu na cztery części, zgodnie z normowym schematem wyznaczania stref obciążenia śniegiem dla dachu łukowego. Podział ten stanowił podstawę do dalszego określenia wariantów obciążenia równomiernego i nierównomiernego. Schemat konstrukcji dachu podzielonego na cztery części zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1991-1-3 [N3] przedstawiono na rys. 4.9.



Rys. 4.9. Schemat konstrukcji dachu podzielonego na cztery części zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1991-1-3 [N3]. Źródło: opracowanie własne

W analizie oddziaływania śniegiem rozpatrzono dwa kluczowe warianty obciążenia:

1. **Obciążenie równomierne (Przypadek i):** Zgodnie z Rysunkiem 5.6 normy [N3], przyjęto stały współczynnik kształtu $\mu_1 = 0,80$.
2. **Obciążenie nierównomierne (Przypadek ii):** Zastosowano rozkład asymetryczny według Rysunku 5.6 normy [N3], przyjmując wartość szczytową $\mu_3 = 2,00$ wynikającą bezpośrednio z krzywej korelacji stosunku (h/b) .

Charakterystyczne obciążenie śniegiem

Wartość charakterystyczną obciążenia nierównomiernego wyznaczono zgodnie ze schematem (II) przedstawionym na rysunku 5.6 normy PN-EN 1991-1-3 [N3]. Podobnie jak w przypadku obciążenia symetrycznego, wykorzystano wytyczne dotyczące dachów pozbawionych barier przeciwśnieżnych. Przyjęto, że pokrywa śnieżna zalega wyłącznie na tej części połaci, gdzie kąt nachylenia stycznej do łuku spełnia warunek normowy $\beta \leq 60^\circ$. Powyżej tej granicy, ze względu na duży spadek i brak elementów oporowych, założono całkowite zsuwanie się śniegu. Charakterystyczne wartości obciążenia połaci dachu s_k ,

wyznaczone przy uwzględnieniu zróżnicowanych współczynników kształtu μ_3 , zestawiono poniżej:

- Dla schematu równomiernego:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.8)$$

- Dla schematu nierównomiernego:

$$s_I = \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.9)$$

$$s_{II} = 0,50 \cdot \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.10)$$

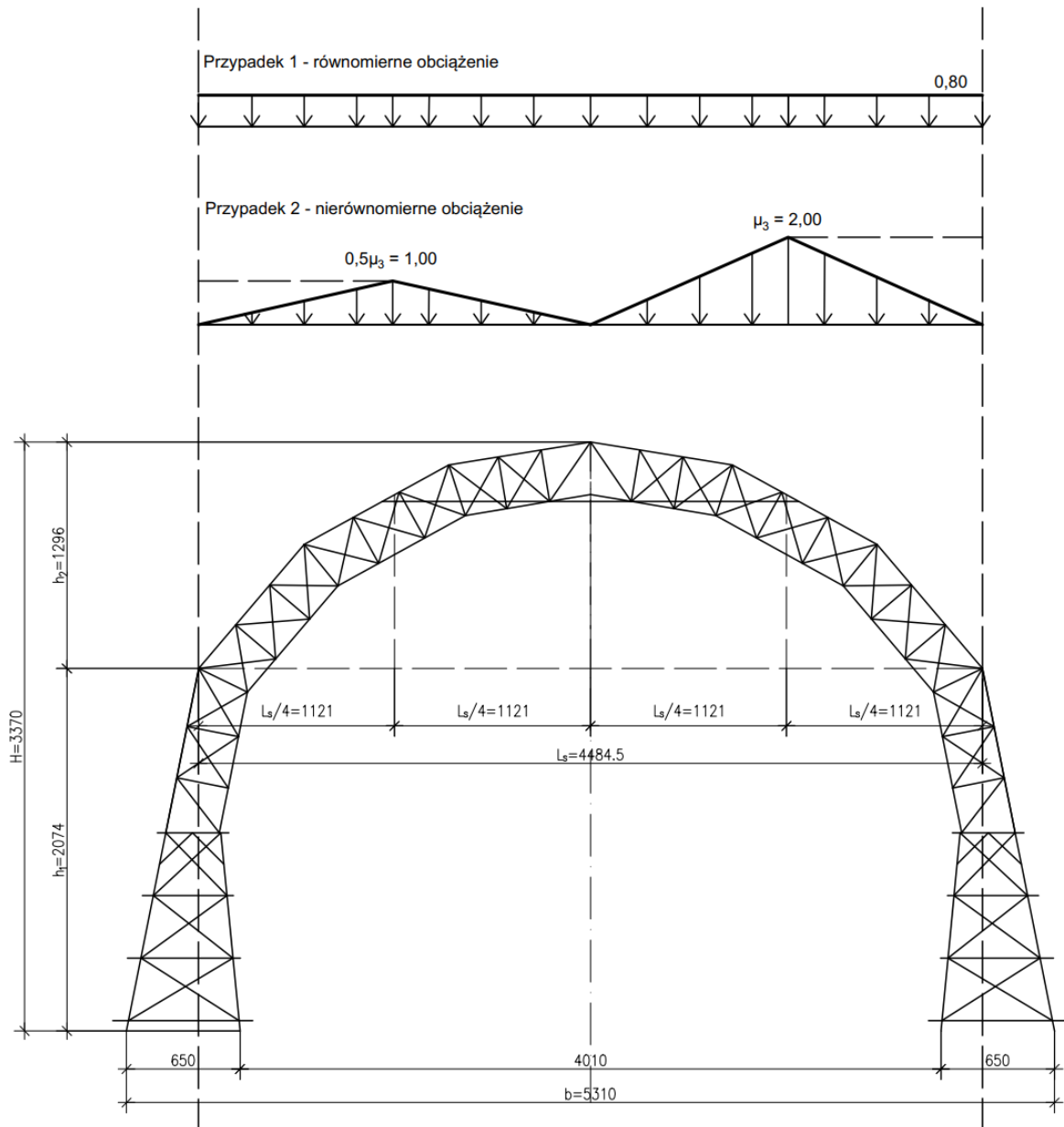
gdzie: μ_1, μ_3 są wartości współczynników kształtu dachu dla przypadku równomiernego oraz nierównomiernego, C_e jest to współczynnik ekspozycji, C_t jest to współczynnik termiczny a s_k jest to wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu s_k dla IV strefy w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$.

$$s = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,60 = 1,28 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_I = \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,60 = 3,20 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_{II} = 0,50 \cdot \mu_3 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,50 \cdot 2,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,60 = 1,60 \frac{kN}{m^2}$$

Wyżej opisane oddziaływania zaimplementowano w środowisku programu RFEM 6, co pozwoliło na rzetelne odwzorowanie rzeczywistych warunków pracy hangaru. Proces modelowania umożliwił precyzyjny rozdział obciążeń powierzchniowych na poszczególne ramy poprzeczne głównego układu nośnego. Uwzględniając geometrię obiektu oraz wytyczne normowe, zdefiniowano trzy warianty obciążenia śniegiem: symetryczny (100–100%) oraz dwa warianty asymetryczne (100–0% i 100–50%). Takie podejście pozwoliło na zbadanie najbardziej niekorzystnych stanów wyężenia konstrukcji, w tym wpływu niesymetrycznego osiadania pokrywy śnieżnej na pracę łuków kratowych. Implementację podstawowych przypadków obciążenia śniegiem w modelu numerycznym przedstawiono na rys. 4.10.



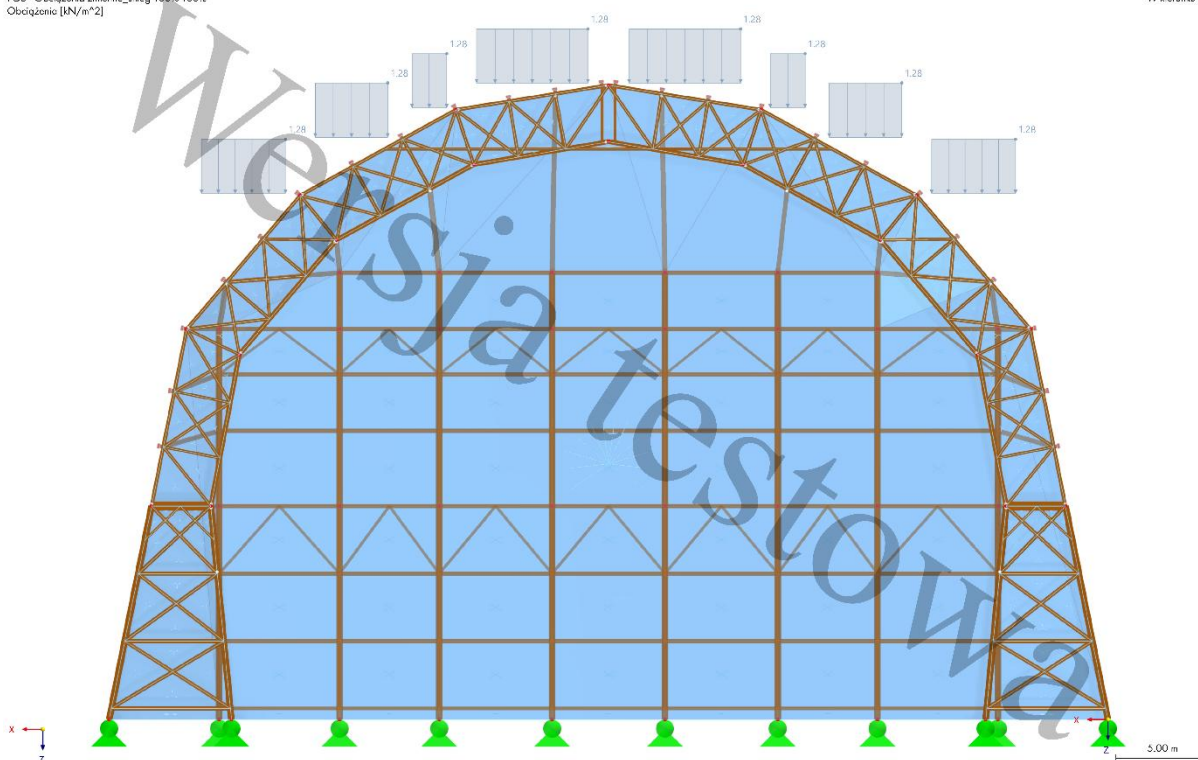
Rys. 4.10. Obciążenie śniegiem konstrukcji ramy hangaru – pierwszy oraz drugi przypadek obliczeniowy. Źródło: opracowanie własne

Wariant symetryczny odpowiada równomiernemu zaleganiu śniegu po obu stronach przekroju poprzecznego i stanowi podstawowy przypadek obliczeniowy dla równomiernego obciążenia dachu. Wariant ten jako obciążenie powierzchniowe zamodelowane w programie numerycznym przestawiono na rys. 4.11.

A POS: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU +Y

POS - Obciążenia zmienne, śnieg 100%-100%
Obciążenie [kN/m²]

W kierunku +Y



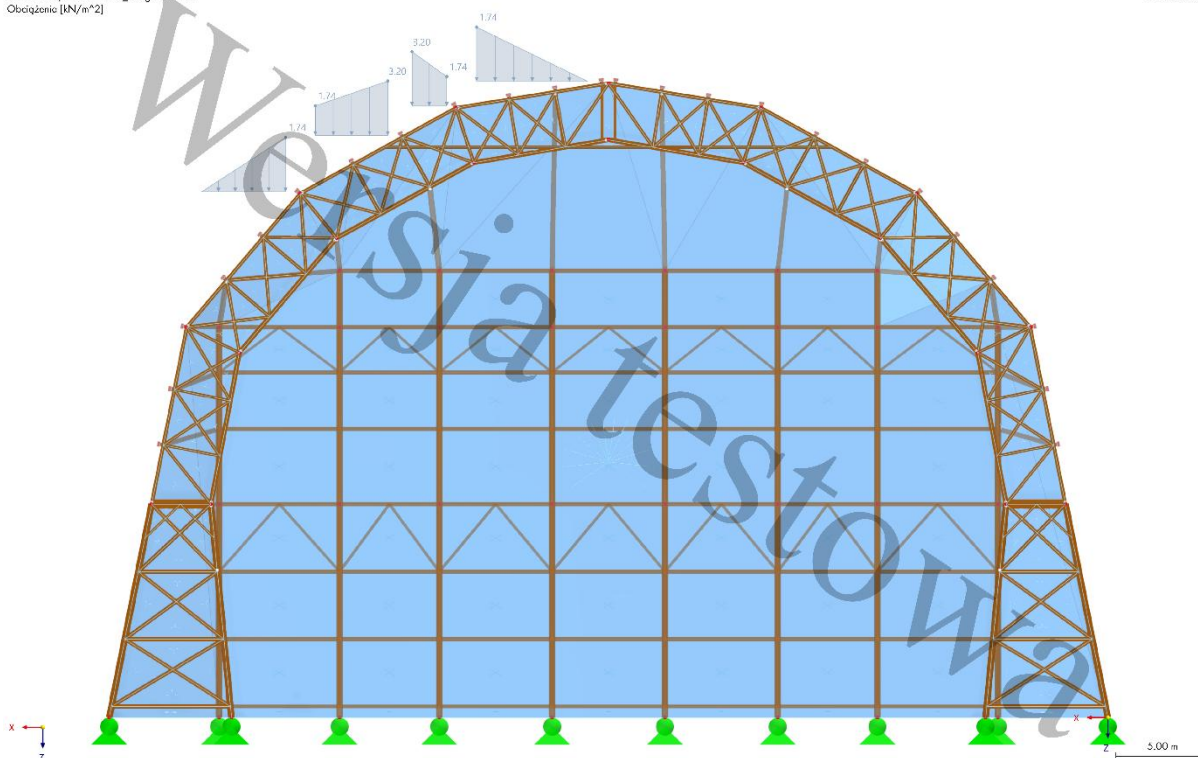
Rys. 4.11. Obciążenie powierzchniowe śniegiem konstrukcji hangaru w programie RFEM 6 – wariant symetryczny 100-100%. Źródło: opracowanie własne

Wariant asymetryczny 100–0% odzwierciedla sytuację jednostronnego zalegania pokrywy śnieżnej, co prowadzi do niesymetrycznego wyężenia głównych łuków i zwiększenia sił wewnętrznych w wybranych elementach konstrukcji. Przypadek ten przedstawiono na rys. 4.12. Natomiast wariant 100–50%, pokazany na rys. 4.13, stanowi przypadek pośredni, przyjmowany w celu zbadania sytuacji częściowego przemieszczenia pokrywy śnieżnej oraz nierównomiernego obciążenia dachu.

A PO6: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU +Y

PO6 - Obciążenia zmienne_inieg 100%-0%
Obciążenie [kN/m²]

W kierunku +Y

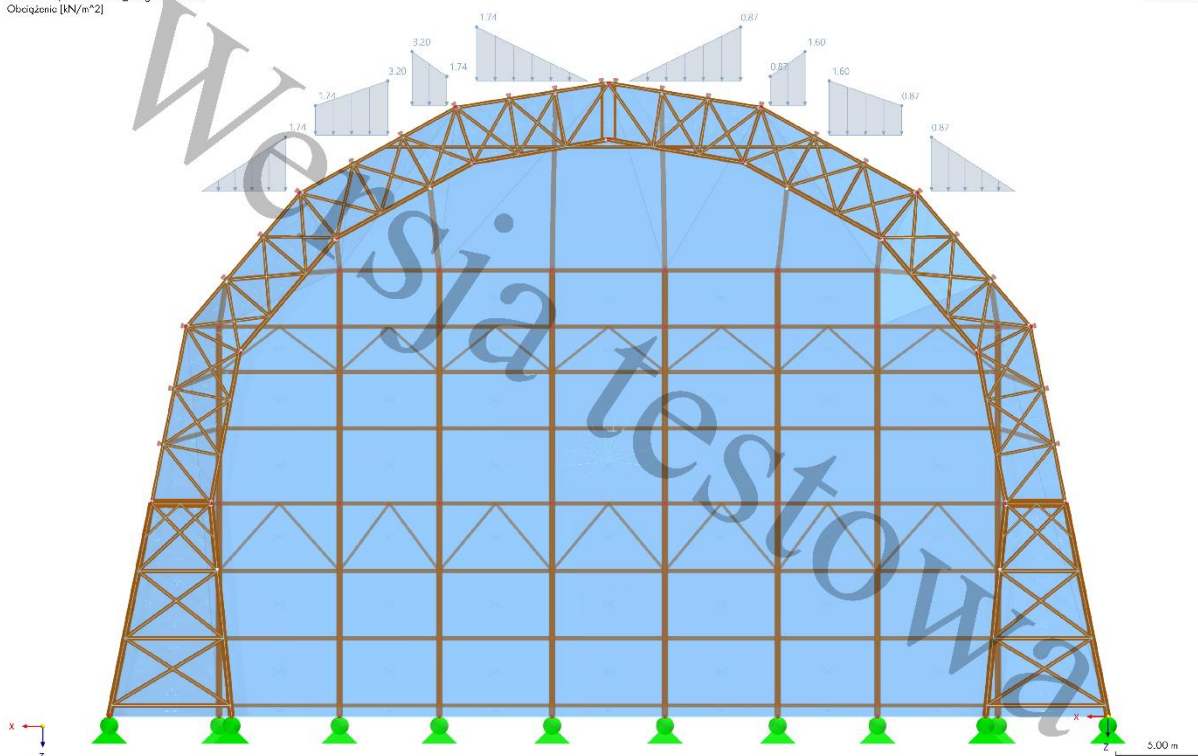


Rys. 4.12. Obciążenie powierzchniowe śniegiem konstrukcji hangaru w programie RFEM 6 – wariant asymetryczny 100-0%. Źródło: opracowanie własne

A PO7: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU +Y

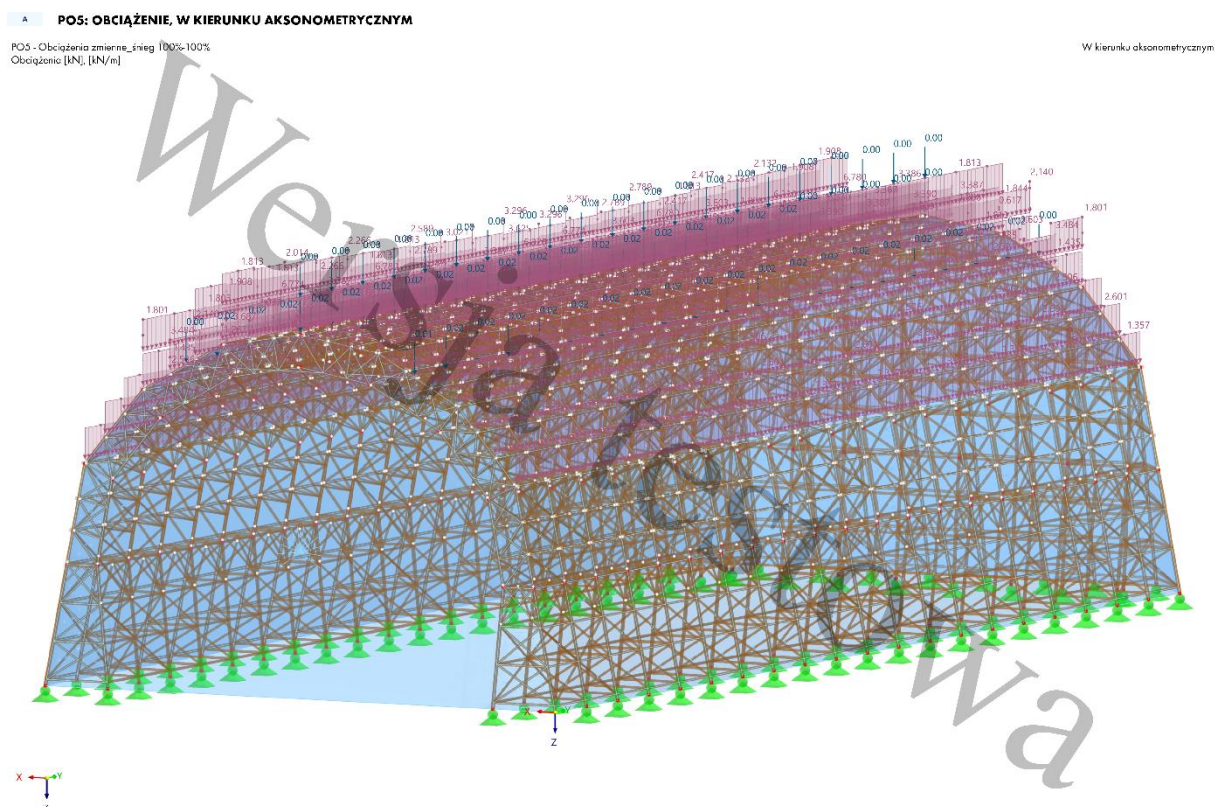
PO7 - Obciążenia zmienne_inieg 100%-50%
Obciążenie [kN/m²]

W kierunku +Y

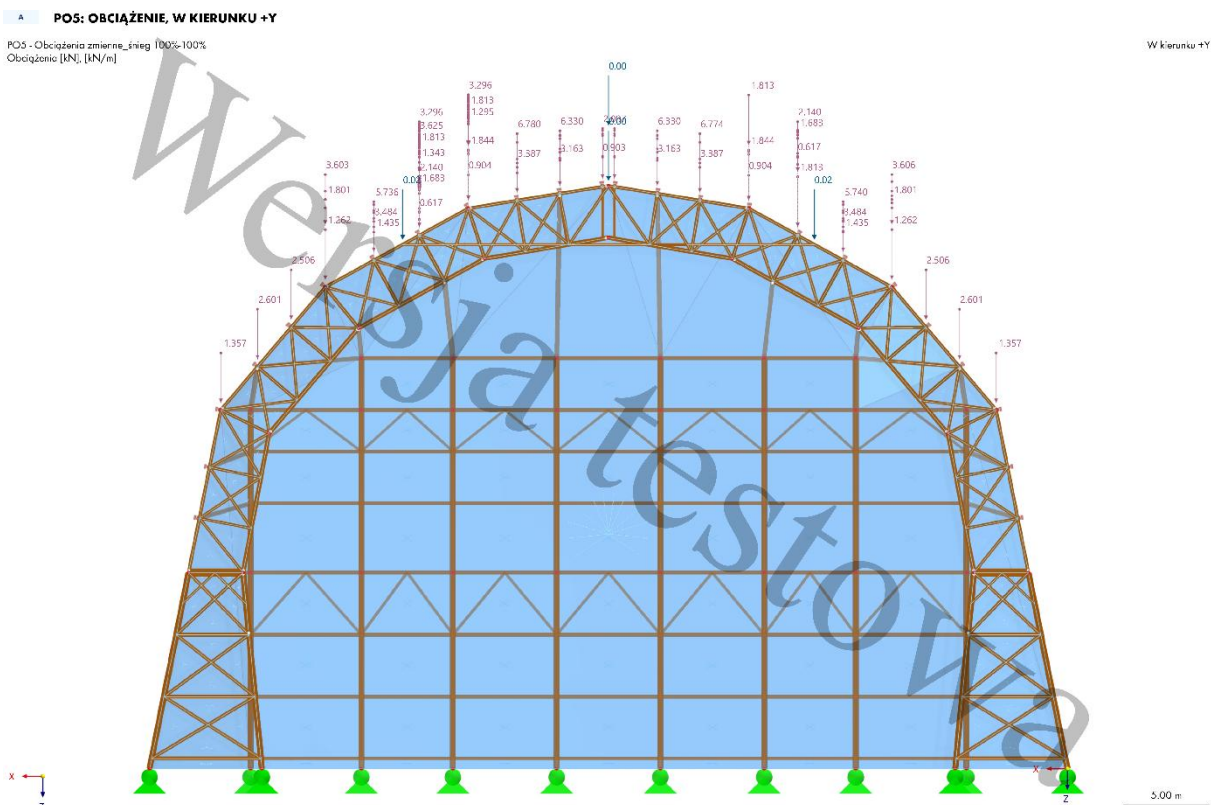


Rys. 4.13. Obciążenie powierzchniowe śniegiem konstrukcji hangaru w programie RFEM 6 – wariant asymetryczny 100-50%. Źródło: opracowanie własne

Przyjęcie kilku wariantów rozkładu śniegu pozwoliło uchwycić bardziej niekorzystne stany pracy konstrukcji niż w przypadku pojedynczego, wyłącznie równomiernego schematu obciążenia. Ma to szczególne znaczenie dla obiektu o dużej rozpiętości i łukowym zarysie połączenia dachowej, w którym lokalne zmiany rozkładu śniegu mogą istotnie wpływać na wartości momentów zginających, sił osiowych oraz przemieszczeń wybranych elementów ustroju nośnego. W modelu numerycznym obciążenia śniegiem zdefiniowano jako oddziaływania powierzchniowe działające zgodnie z przyjętym schematem na rzut poziomy połączenia dachowej. Następnie, za pośrednictwem odpowiednio zdefiniowanych powierzchni i paneli rozkładu obciążenia, zostały one przekazane na elementy konstrukcyjne modelu, w szczególności na płatwie oraz pasy górne głównych łuków konstrukcyjnych. Sposób zebrania obciążenia śniegiem z powierzchni rozkładu i jego przekazania na elementy konstrukcyjne modelu przedstawiono na rys. 4.14 oraz 4.15. Rozwiązanie to umożliwiło poprawne odwzorowanie mechanizmu przekazywania sił z poszycia dachowego na kolejne elementy tworzące główny ustrój nośny konstrukcji.



Rys. 4.14. Zebranie obciążeń śniegiem z powierzchni rozkładu i jego przekazanie na elementy konstrukcyjne modelu hangaru. Źródło: opracowanie własne



Rys. 4.15. Zebranie obciążeń śniegiem z powierzchni rozkładu i jego przekazanie na elementy konstrukcyjne modelu hangaru – widok z przodu konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

Podsumowując, obciążenie śniegiem zostało wyznaczone z uwzględnieniem lokalizacji obiektu, geometrii dachu oraz kilku wariantów zalegania pokrywy śnieżnej. Pozwoliło to na przyjęcie modelu bardziej realistycznego niż w przypadku pojedynczego, równomiernego schematu obciążenia oraz stworzyło podstawę do dalszej analizy najbardziej niekorzystnych stanów pracy historycznego hangaru.

4.2.4. Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4:2005 [N4]

Analizę oddziaływania wiatru na rekonstruowaną konstrukcję hangaru przeprowadzono zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1991-1-4 [N4]. Ze względu na znaczne gabaryty budowli, dużą wysokość oraz nietypową geometrię ścian i dachu, obciążenie wiatrem stanowi jedno z kluczowych oddziaływań klimatycznych wpływających na pracę całego ustroju nośnego hangaru. W przeciwieństwie do śniegu, który oddziałuje przede wszystkim na połacie dachowe, wiatr działa jednocześnie na ściany zewnętrzne, dach oraz pośrednio na wnętrze obiektu poprzez ciśnienie wewnętrzne będące jednym z przypadków obciążeń działających na model 3D konstrukcji. Z tego względu jego poprawne

określenie wymagało rozpatrzenia kilku kierunków działania wiatru oraz odpowiedniego podziału powierzchni obudowy na strefy o zróżnicowanych współczynnikach ciśnienia. Na podstawie mapy podziału administracyjnego Polski – rys. NA.1 – rysunek pochodzący z normy [N4], lokalizację obiektu tj. Białystok, Las Pietrasze, przypisano do I strefy obciążenia wiatrem. Kluczowym aspektem topograficznym terenu jest usytuowanie hangaru na rzednej terenu wynoszącej 167 m n.p.m., co czyni go najwyższym punktem w regionie. Taka lokalizacja determinuje konieczność uwzględnienia podwyższonej ekspozycji hangaru na oddziaływanie wiatru, wynikające zarówno z wysokości samej konstrukcji tj. 33,70 m jak i jego umiejscowienia na lokalnym wzniesieniu terenu. Takie położenie wpływa bezpośrednio na wartość bazowej prędkości wiatru, a także na wartość ciśnienia prędkości strug powietrza opływających całą konstrukcję.

W analizie przyjęto dwa podstawowe przypadki oddziaływania wiatru:

- I przypadek – wiatr prostopadły do osi podłużnej budynku
- II przypadek – wiatr równoległy do osi podłużnej budynku

Taki podział odpowiada głównym kierunkom działania wiatru względem bryły hangaru i umożliwia ocenę najbardziej niekorzystnych stanów obciążenia zarówno dla ścian czołowych, bocznych, jak i dla przekroju dachowego. Schemat rzutu budynku przyjęty do obliczeń wiatrowych dla I przypadku przedstawiono na rys. 4.16, natomiast dla II przypadku na rys. 4.18. Odpowiadające im podziały elewacji na strefy ciśnienia zewnętrznego pokazano odpowiednio na rys. 4.17 oraz 4.19.

Oddziaływanie wiatru na powierzchnie zewnętrzne hangaru

Wartość podstawową bazowej prędkości wiatru v_b należy obliczyć z wyrażenia:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.11)$$

gdzie: v_b - bazowa prędkość wiatru określana jako funkcja kierunku wiatru i pory roku na wysokości 10 m nad poziomem gruntu w terenie kategorii II w $\left[\frac{m}{s}\right]$; $v_{b,0}$ - wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru w $\left[\frac{m}{s}\right]$. Według tabeli tab.NA.1 normy [N4] wartość podstawowej bazowej prędkości wiatru i ciśnienia prędkości wiatru w I strefie wiatrowej wynoszą następująco:

$A = 167 \text{ m n.p.m.}$, dla $A \leq 300 \text{ m}$ wartość bazowej prędkości wiatru to: $v_{b,0} = 22 \frac{m}{s}$,

c_{dir} - współczynnik kierunkowy. Wartością zalecaną podaną w załączniku krajowym jest 1,00;

c_{season} - współczynnik sezonowy. Wartością zalecaną podaną w załączniku krajowym normy jest 1,00.

Do dalszych obliczeń przyjęto:

$$c_{dir} = 1,00, \quad c_{season} = 1,00, \quad v_{b,0} = 22 \frac{m}{s}$$

Bazowa prędkość wiatru wynosi:

$$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 22 = 22 \frac{m}{s}$$

Średnia prędkość wiatru

Średnia prędkość wiatru $v_m(z)$ na wysokości z nad poziomem terenu zależy od chropowatości i rzeźby terenu, a także od bazowej prędkości wiatru. Wyznaczono średnią prędkość wiatrua pomocą następującego wzoru:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.12)$$

gdzie: $c_r(z)$ - jest to współczynnik chropowatości, $c_o(z)$ to współczynnik rzeźby terenu, v_b jest to bazowa wartość prędkości wiatru w $\left[\frac{m}{s}\right]$.

Chropowatość terenu

Współczynnik chropowatości $c_r(z)$, uwzględnia zmienność prędkości wiatru w miejscu lokalizacji konstrukcji.

Procedura wyznaczania $c_r(z)$ podana jest w Załączniku krajowym normy [N4]. Zalecana procedura wyznaczania wartości współczynnika chropowatości na wysokości wyznaczana jest następująco:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ dla } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.13)$$

gdzie: $c_r(z)$ jest to współczynnik terenu zależny od wysokości chropowatości z_0 , z_0 - jest to wysokość w [m] przyjmowana na podstawie kategorii terenu normy [N4], z_{min} - jest to minimalna wysokość w [m] podana w tablicy 4.1 normy [N4], z natomiast jest wysokością konstrukcji w [m].

$z_0 = 0,30 \text{ m}$ - wartość przyjęta na podstawie kategorii terenu III, tablicy 4.1., normy [N4].
Kategoria terenu III – tereny regularnie pokryte roślinnością lub budynkami albo o pojedynczych przeszkodach, oddalonych od siebie najwyżej na odległość równą ich 20 wysokościom – tereny wiejskie, podmiejskie, stałe lasy.

$z_{min} = 5 \text{ m}$, $z_{max} = 400 \text{ m}$ – wartości przyjęte na podstawie normy [N4].

Współczynnik terenu zależny od chropowatości wyznacza się następująco:

$$c_r(z) = 0,80 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,19} \quad (4.14)$$

gdzie: z jest to wysokość całkowita konstrukcji hangaru podana w [m].

$$c_r(z) = 0,80 \cdot \left(\frac{33,70}{10}\right)^{0,19} = 1,008$$

Średnia wartość prędkości wiatru:

$$v_m(z) = 1,008 \cdot 1,00 \cdot 22 = 22,18 \frac{m}{s}$$

Współczynnik ekspozycji

Przyjęta kategoria terenu jest to III kategoria terenu.

Współczynnik ekspozycji terenu obliczamy wg tablicy NA.3 normy [N4] według następującego wzoru:

$$c_e(z) = 1,90 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,26} \quad (4.15)$$

gdzie: z jest to całkowita wysokość konstrukcji hangaru w [m].

$$c_e(z) = 1,90 \cdot \left(\frac{33,70}{10}\right)^{0,26} = 2,605$$

Podstawowe ciśnienie prędkości wyznaczono według zależności

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.16)$$

gdzie: ρ jest to gęstość powietrza odczytana z załącznika krajowego normy [N4] w $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$, v_b – jest to wartość podstawowa prędkości wiatru w $\left[\frac{m}{s}\right]$.

$$q = 1,25 \frac{kg}{m^3}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (22)^2 = 302,5 \frac{N}{m^2} = 0,303 \frac{kN}{m^2}$$

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości wiatru w zależności do współczynnika ekspozycji czyli od wysokości hangaru

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.17)$$

gdzie: $c_e(z)$ jest to współczynnik ekspozycji, q_p jest to szczytowe ciśnienie prędkości na wysokości z w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$.

$$q_p(z) = 2,605 \cdot 0,303 \frac{kN}{m^2} = 0,789 \frac{kN}{m^2}$$

Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie zewnętrzne konstrukcji wyznaczono ze wzoru:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (4.18)$$

gdzie: $q_p(z_e)$ - wartość szczytowa ciśnienia prędkości w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$, z_e - wysokość odniesienia dla ciśnienia zewnętrznego w [m], c_{pe} - współczynnik ciśnienia zewnętrznego.

natomiast ciśnienie wiatru działające na powierzchnie wewnętrzne konstrukcji określono zależnością:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (4.19)$$

gdzie: $q_p(z_i)$ - wartość szczytowa ciśnienia prędkości w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$, z_i - wysokość odniesienia dla ciśnienia wewnętrznego w [m], c_{pi} - współczynnik ciśnienia wewnętrznego.

W modelu obliczeniowym przyjęto najbardziej niekorzystne wartości współczynnika wewnętrznego, obejmującego skrajne scenariusze parcia i ssania wewnątrz hali. Przyjęto zatem dwa warianty ciśnienia wewnętrznego:

$c_{pi} = 0,20$ – parcie

$c_{pe} = -0,30$ – ssanie

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 0,789 \cdot 0,20 = 0,158 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_e = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 0,789 \cdot (-0,30) = -0,237 \frac{kN}{m^2}$$

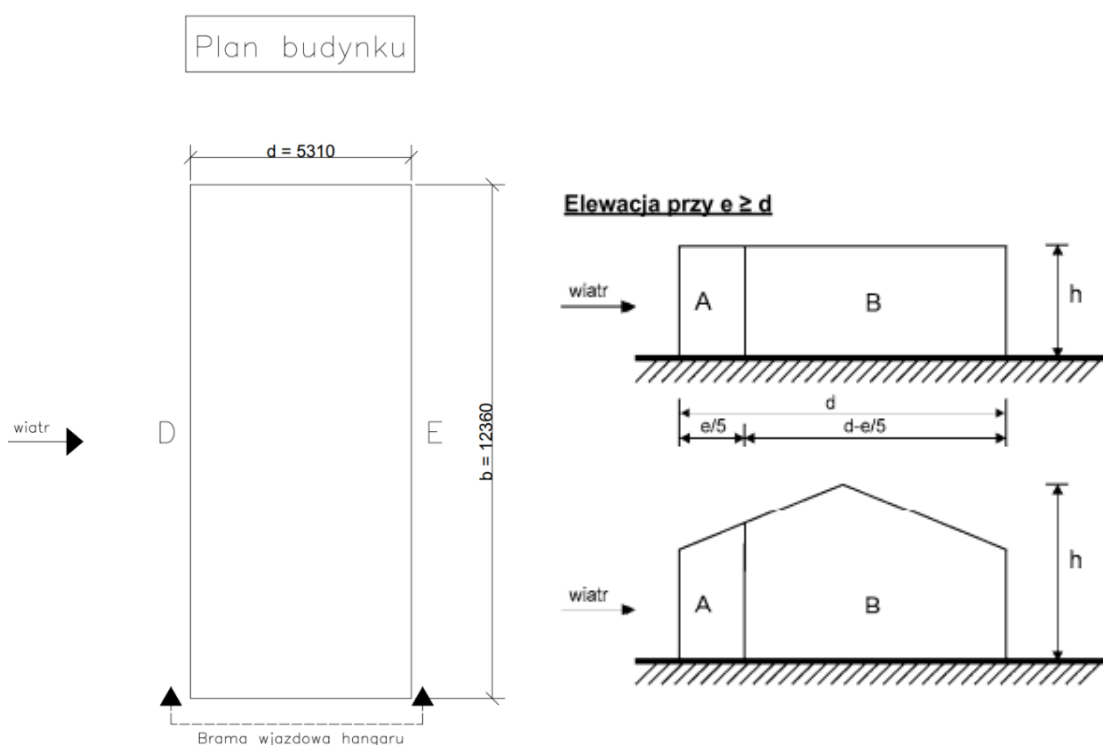
co pozwoliło uwzględnić najbardziej niekorzystne kombinacje oddziaływań na obudowę i główny układ nośny hangaru.

Ściany zewnętrzne hangaru w rzeczywistości są nachylone względem pionu pod kątem 11° , jednak na potrzeby analitycznego wyznaczenia oddziaływania wiatru przyjęto uproszczenie geometrii polegające na odwzorowaniu ich jako ścian pionowych na rzucie prostokąta. Takie założenie wprowadzono w celu uporządkowania procedury normowej i umożliwienia przejrzystej analizy ciśnień zewnętrznych na poszczególnych elewacjach hangaru. Jednocześnie w dalszej części pracy, w ramach modelu współczesnego, przeprowadzono dokładniejszą analizę aerodynamiczną z wykorzystaniem cyfrowego tunelu aerodynamicznego w oprogramowaniu RWIND, pozwalającą uwzględnić rzeczywistą geometrię bryły hangaru.

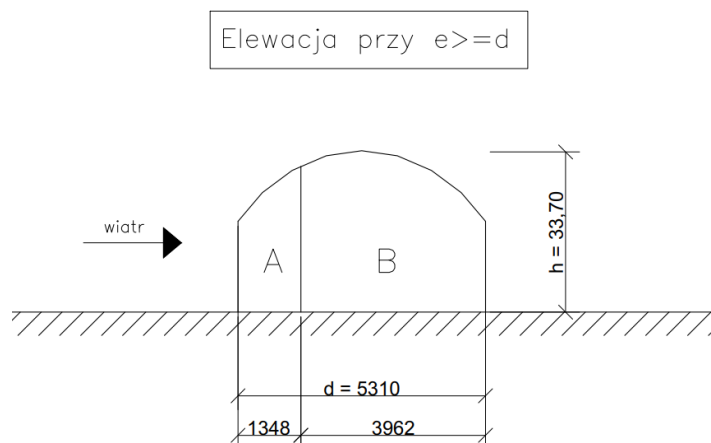
Do obliczeń przyjęto parametry geometryczne odpowiadające wysokości i szerokości budynku. $h = 33,70 \text{ m}$, $b = 53,10 \text{ m}$. Ponieważ wysokość konstrukcji jest mniejsza od jej szerokości $h \leq b = 33,70 \leq 53,10 \text{ [m]}$, zgodnie z wytycznymi normy [N4] budynek potraktowano jako jedną strefę wysokościową. Oznacza to, przyjęcie stałej wartości ciśnienia prędkości wiatru na całej wysokości ścian, bez konieczności dzielenia elewacji na dodatkowe pasma poziome.

I PRZYPADEK – wiatr prostopadły do osi podłużnej budynku

Dla pierwszego przypadku przyjęto wiatr działający prostopadle do osi podłużnej hangaru. Rzut budynku do wyznaczenia stref ciśnienia zewnętrznego przedstawiono na rys. 4.16. Na podstawie relacji wymiarowych bryły hangaru oraz zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1991-1-4 [N4], wyznaczono podział elewacji na pola oddziaływania wiatru. Kluczowym parametrem determinującym ten podział była wartość e , określająca szerokość stref brzegowych. Przyjmując odpowiedni warunek normowy, elewacja budynku podzielono na strefy ciśnienia zewnętrznego A , B , C , D oraz E . Układ i zasięg stref dla pierwszego kierunku wiatru przedstawiono na rys. 4.17.



Rys. 4.16. Rzut budynku do obliczeń wiatrowych - I przypadek. Źródło: opracowanie własne



Rys. 4.17. Elewacje budynku - I przypadek analizy wiatrowej. Źródło: opracowanie własne

Wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego c_{pe} dla poszczególnych pól elewacyjnych wyznaczono na podstawie normy [N4]. Dla pól, w których wartość zależała od stosunku h/d , przeprowadzono interpolację liniową pomiędzy wartościami tabelarycznymi. Zestawienie przyjętych współczynników dla pierwszego przypadku zamieszczono w tabeli 4.3.

Dane geometryczne konstrukcji potrzebne do zebrania obciążenia od działającego wiatru na analizowaną konstrukcję:

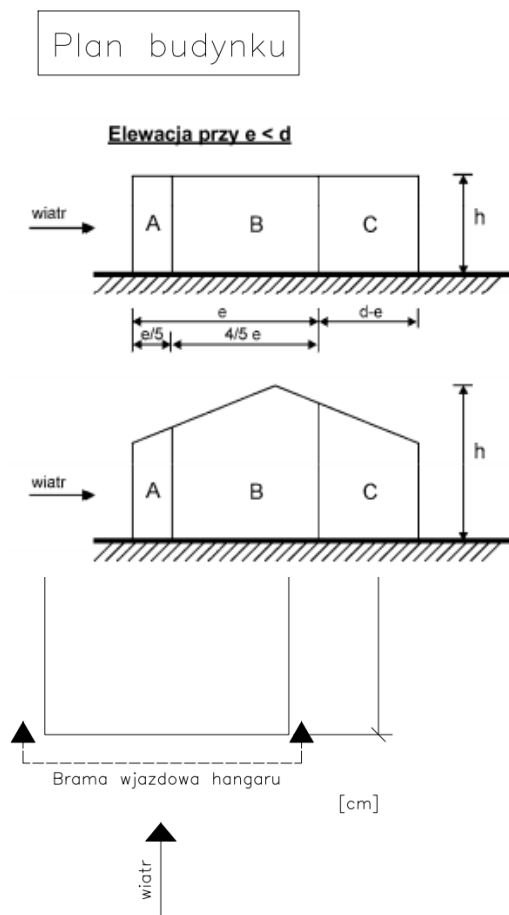
- $b = 123,60 \text{ m}$
- $2h = 2 \cdot 33,70 \text{ m} = 67,40 \text{ m}$
- e – mniejszy z dwóch wymiarów ($b; 2h$) – $(123,60 \text{ m}; 67,40 \text{ m}) = 67,40 \text{ m}$
- $\frac{e}{5} = \frac{67,40 \text{ m}}{5} = 13,48 \text{ m}$
- $e = 67,40 \text{ m} > d = 53,10 \text{ m}$
- $\frac{h}{d} = \frac{33,70 \text{ m}}{53,10 \text{ m}} = 0,635$

Tabela 4.3. Wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego dla poszczególnych pól elewacyjnych – Przypadek I

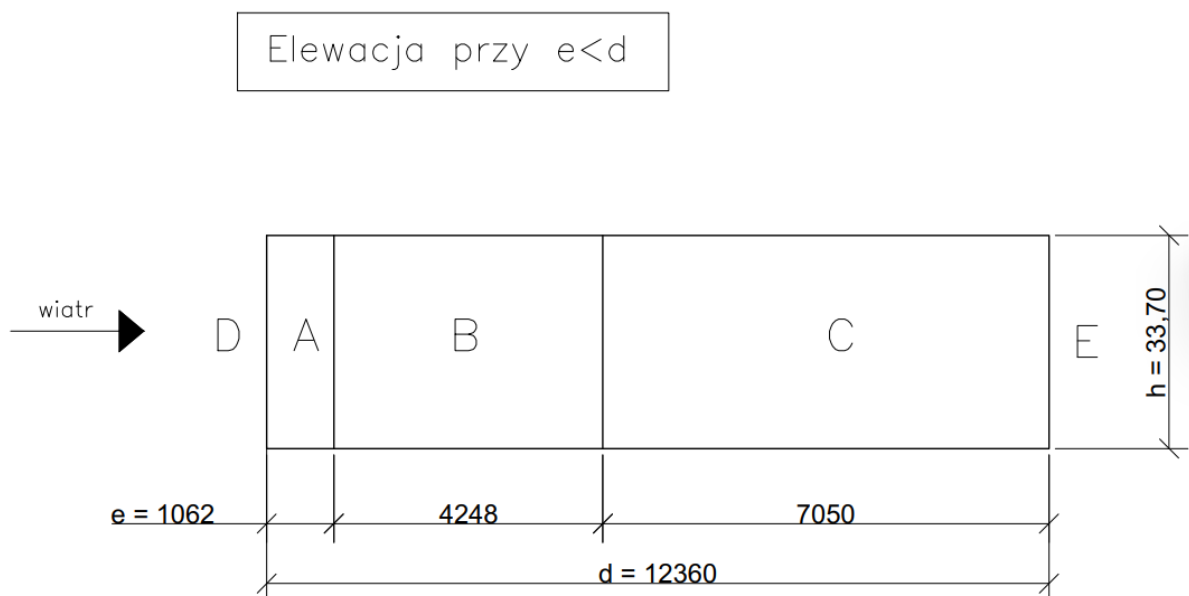
Pole	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
0,635	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,75	+1,0	-0,40	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

II PRZYPADEK – wiatr równoległy do osi podłużnej budynku

W drugim przypadku rozpatrzono wiatr działający równoległe do podłużnej osi hangaru. Odpowiedni rzut budynku przyjęty do obliczeń przedstawiono na rys. 4.18. Podobnie jak w przypadku pierwszym, wyznaczono układ stref ciśnienia zewnętrznego na elewacjach i przypisano im współczynniki c_{pe} , zgodnie z wytycznymi normowymi. Odpowiedni podział elewacji na pola A-E dla drugiego kierunku działania wiatru przedstawiono na rys. 4.19.



Rys. 4.18. Rzut budynku do obliczeń wiatrowych - II przypadek. Źródło: opracowanie własne



Rys. 4.19. Elewacje budynku - II przypadek analizy wiatrowej. Źródło: opracowanie własne

Ze względu na geometrię bryły hangaru oraz wyznaczony stosunek h/d , dla wybranych pól elewacyjnych, w szczególności D i E, również przeprowadzono interpolację liniową pomiędzy wartościami tabelarycznymi zawartymi w normie [N4]. Uzyskane parametry zestawiono w tabeli 4.4.

Tabela 4.4. Wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego dla poszczególnych pól elewacyjnych – Przypadek II

Pole	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
0,273	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,70	+1,0	-0,31	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Końcowe zestawienie współczynników ciśnienia zewnętrznego wiatru na ściany budynku dla obu analizowanych przypadków zamieszczono w tabeli 4.5.

Tabela 4.5. Końcowe zestawienie współczynników ciśnienia zewnętrznego wiatru na ściany budynku dla poszczególnych przypadków I i II

ELEMENT	ŚCIANY				
POLE	A	B	C	D	E
WIATR PROSTOPADŁY DO KALENICY DACHU					
$c_{pe,10}$ [-]	-1,20	-0,80	-	+0,75	-0,40
w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$	-0,95	-0,63	-	+0,59	-0,31
WIATR RÓWNOLEGŁY DO KALENICY DACHU					
$c_{pe,10}$ [-]	-1,20	-0,80	-0,50	+0,70	-0,31
w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$	-0,95	-0,63	-0,39	+0,55	-0,25

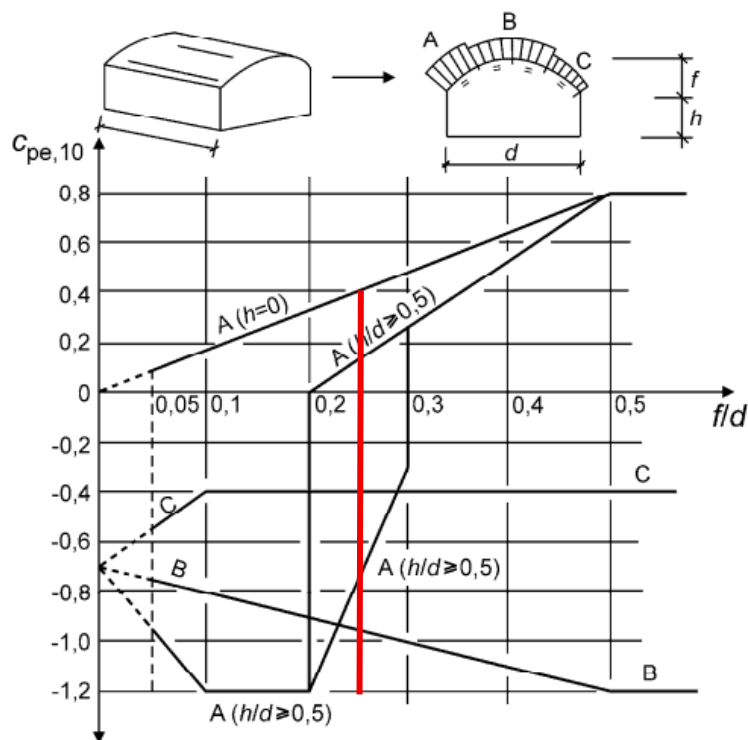
Po wyznaczeniu współczynników ciśnienia zewnętrznego dla ścian budynku przystąpiono do określenia oddziaływania wiatru na połacie dachową, która ze względu na łukową geometrię wymaga odrębnej procedury normowej.

Oddziaływanie wiatru na połacie dachową

Ze względu na złożoną geometrię dachu, w analizie numerycznej przyjęto uproszczenie polegające na odwzorowaniu połaci jako dachu łukowego na rzucie prostokąta. Współczynniki ciśnienia zewnętrznego dla połaci dachowej wyznaczono zgodnie z punktem 7.2.8 normy PN-EN 1991-1-4 [N4], właściwym dla dachów o przekroju łukowym. Procedura ta wymagała określenia podstawowych proporcji geometrycznych hangaru, w szczególności stosunku wyniosłości łuku do rozpiętości oraz relacji wysokości ścian bocznych do szerokości budynku. Na tej podstawie wyznaczono współczynniki c_{pe} dla trzech charakterystycznych stref połaci dachowej: nawietrznej, szczytowej i zawietrznej.

W przypadku wiatru prostopadłego do kalenicy przyjęto wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego odczytane z odpowiednich wykresów normowych i, tam gdzie było to konieczne, skorygowane przez interpolację liniową. Zestawienie tych wartości dla stref dachowych umieszczono w tabeli 4.7. W analogiczny sposób należy postąpić dla wiatru równoległego do kalenicy, uwzględniając uproszczony model połaci oraz odpowiednie współczynniki dla przyjętych stref. Sposób wyznaczenia wartości współczynnika ciśnienia

zewnętrznego dla dachów łukowych zgodnie z pkt. 7.2.8 normy PN-EN 1991-1-4 [N4] przedstawiono na rys. 4.20.



Rys. 4.20. Wyznaczenie wartości współczynnika zewnętrznego dla dachów łukowych wg pkt. 7.2.8 [N4]. Źródło: opracowanie własne na podstawie normy [N4]

I PRZYPADEK – WIAETR PROSTOPADŁY DO KALENICY

- $\frac{h}{d} = \frac{33,70}{53,10} = 0,635$
- $f = 12,96 \text{ m}$,
- $h = 20,74 \text{ m}$,
- $z_e = h + f = 20,74 + 12,96 = 33,70 \text{ m}$
- $\frac{f}{d} = \frac{12,96}{53,10} = 0,244 \geq 0,20$, $\frac{h}{d} = \frac{20,74}{53,10} = 0,390 \leq 0,50$,

wartość ta zawiera się w przedziale:

$$0 < \frac{h}{d} = 0,390 < 0,50$$

$$0,200 \leq 0,244 \leq 0,300 \quad \text{oraz} \quad 0,390 \leq 0,500$$

Zatem na podstawie powyższego warunku należy rozpatrzyć tylko jeden przypadek wartości $c_{pe,10}$, wyznaczony za pomocą interpolacji liniowej.

Wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego odczytane na podstawie rysunku 7.11 normy [N4].

Pole A $c_{pe,10} = -0,14$,

Pole B $c_{pe,10} = -0,94$,

Polce C $c_{pe,10} = -0,40$.

Wartości współczynników ciśnienia zewnętrznego dla dachu łukowego w I przypadku działania wiatru zestawiono w tabeli 4.6.

Tabela 4.6. Wartości współczynnika ciśnienia zewnętrznego wiatru dla dachu łukowego - Przypadek I

Pole	A	B	C
f/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,00	+0,40	-0,90	-0,40
0,244	-0,14	-0,94	-0,40
$\geq 0,50$	-0,70	-1,00	-0,40

Zasięg stref jest następujący:

$$A = \frac{1}{4}d = \frac{1}{4} \cdot 53,10 \text{ m} = 13,275 \text{ m}$$

$$B = \frac{2}{4}d = \frac{2}{4} \cdot 53,10 \text{ m} = 26,550 \text{ m}$$

$$C = \frac{1}{4}d = \frac{1}{4} \cdot 53,10 \text{ m} = 13,275 \text{ m}$$

Charakterystyczne obciążenie wiatrem W_{ek}

$$W_{ek} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (4.20)$$

gdzie: $q_p(z_e)$ wartość szczytowa ciśnienia prędkości w $\left[\frac{kN}{m^2}\right]$, C_{pe} jest to współczynnik ciśnienia zewnętrznego dla odpowiednich powierzchni – dachu lub ściany hangaru.

Dach:

$$W_{ek(A)} = -0,14 \cdot 0,789 = -0,110 kN/m^2$$

$$W_{ek(B)} = -0,96 \cdot 0,789 = -0,757 kN/m^2$$

$$W_{ek(C)} = -0,40 \cdot 0,789 = -0,316 kN/m^2$$

Ściany:

Przypadek I

Wiatr działa na ścianę podłużną, kierunek X.

$$W_{ek(A)} = -1,20 \cdot 0,789 = -0,947 kN/m^2$$

$$W_{ek(B)} = -0,80 \cdot 0,789 = -0,631 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ek(D)} = 0,75 \cdot 0,789 = 0,592 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ek(E)} = -0,40 \cdot 0,789 = -0,312 \text{ kN/m}^2$$

Przypadek II

Wiatr działa na równolegle do kalenicy.

$$W_{ek(A)} = -1,20 \cdot 0,789 = -0,947 \text{ kN/m}^2$$

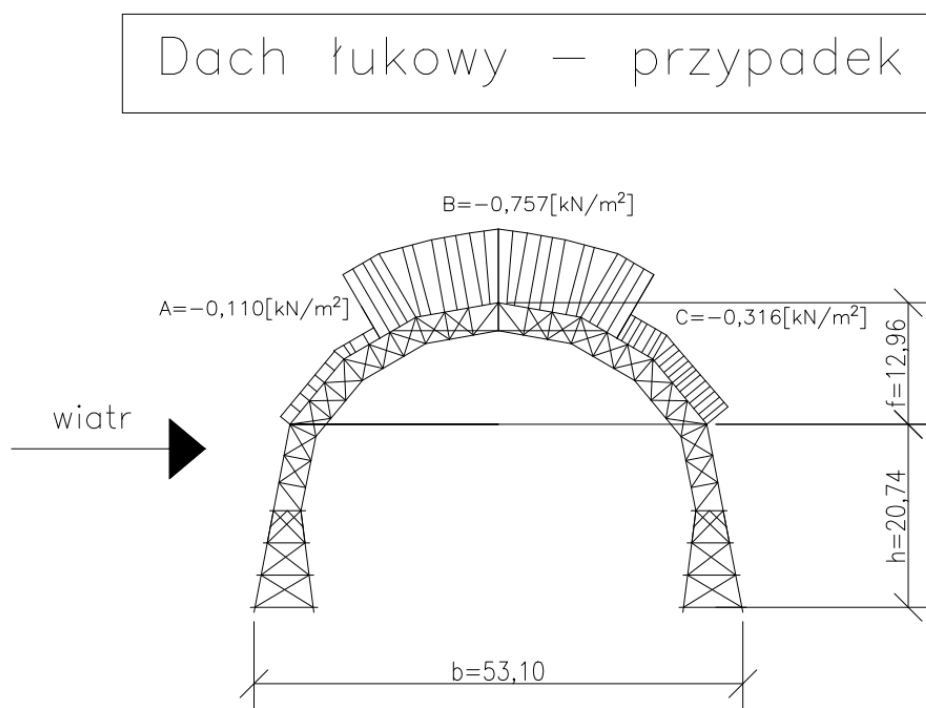
$$W_{ek(B)} = -0,80 \cdot 0,789 = -0,631 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ek(C)} = -0,50 \cdot 0,789 = -0,395 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ek(D)} = 0,70 \cdot 0,789 = 0,552 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{ek(E)} = -0,31 \cdot 0,789 = -0,245 \text{ kN/m}^2$$

Końcowy rozkład obciążenia wiatrem przyłożonego do ramy konstrukcyjnej hangaru w modelu numerycznym przedstawiono na rys. 4.21.



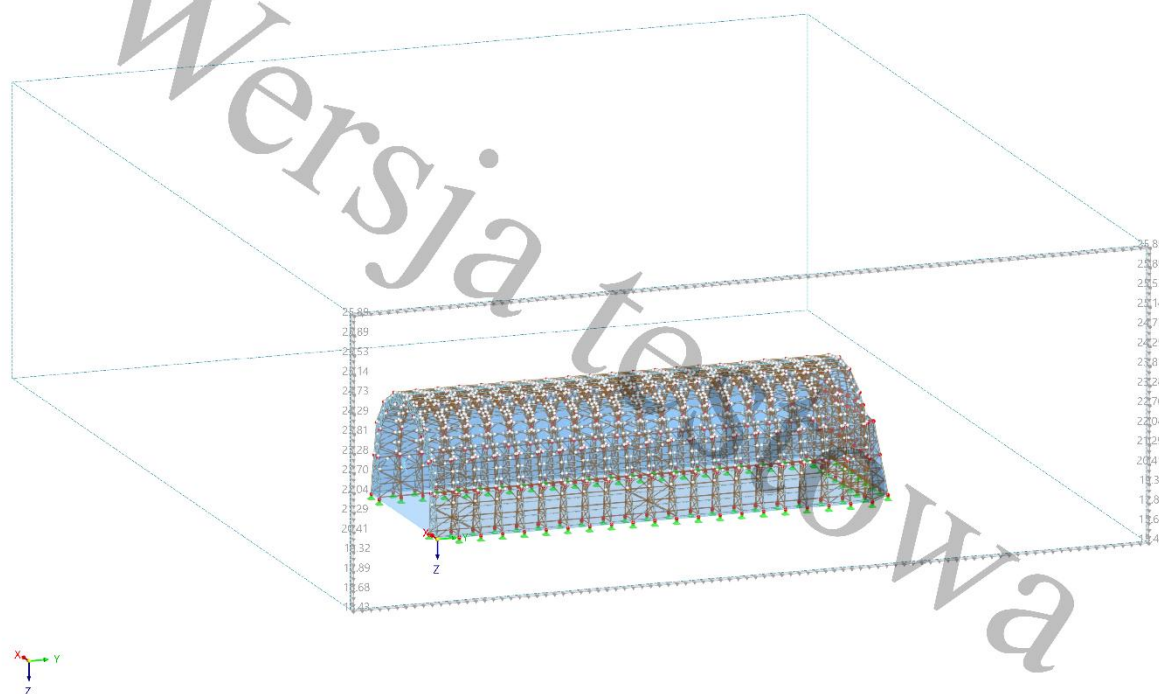
Rys. 4.21. Obciążenie ramy konstrukcyjnej hangaru od oddziaływania wiatru
Źródło: opracowanie własne

W celu dokładniejszego rozpoznania oddziaływań aerodynamicznych na trójwymiarową bryłę hangaru przeprowadzono również zaawansowaną analizę wiatrową w programie RWIND, stanowiącym rozszerzenie środowiska RFEM 6. Analiza ta, oparta na metodzie CFD, umożliwiła uwzględnienie rzeczywistego opływu powietrza wokół bryły hangaru, lokalnych turbulencji oraz wpływu nachylenia ścian na rozkład parcia i ssania. Szczegółowe wyniki

A PO8: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO8 - Obciążenia zmienne_wiatr_lewy_kalenica_kierunek X
Obciążenia [m/s]

W kierunku aksonometrycznym

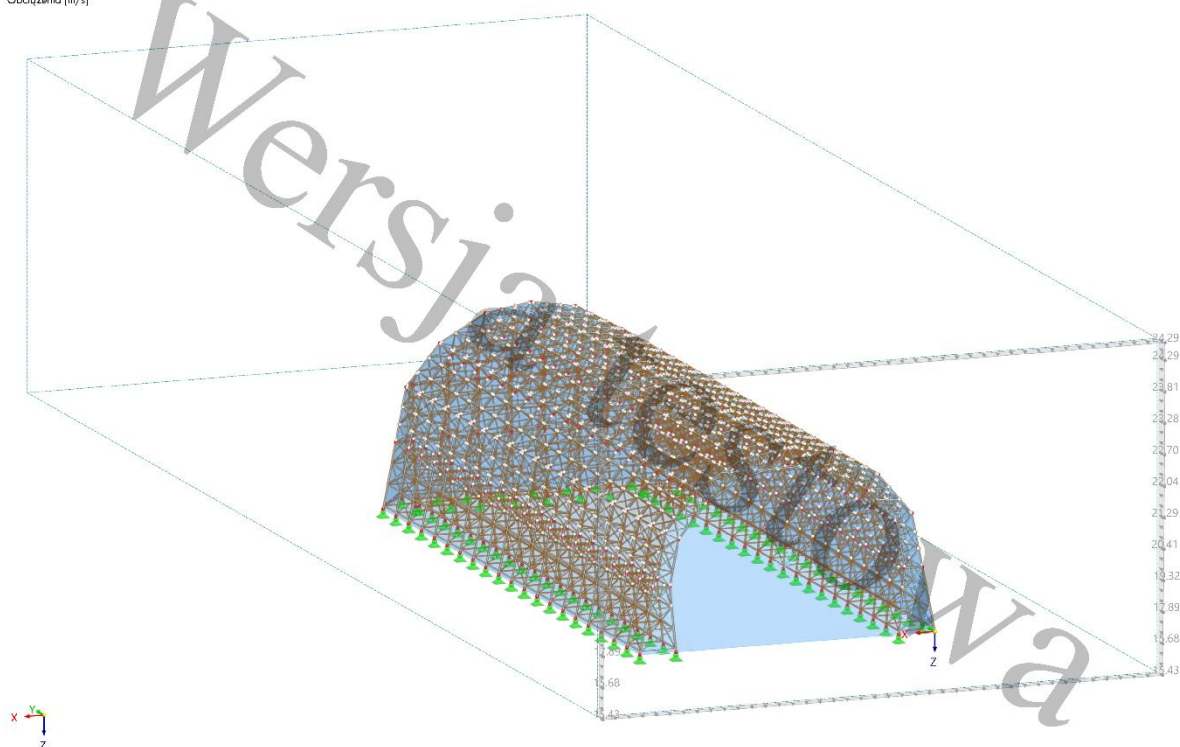


Rys. 4.22. Obciążenie wiatrem dla I przypadku w widoku tunelu aerodynamicznego w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

A PO9: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO9 - Obciążenia zmienne_wiatru_szczytowa_kierunek_Y
Obciążenia [m/s]

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.23. Obciążenie wiatrem dla II przypadku w widoku tunelu aerodynamicznego w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

4.2.5. Obciążenia historyczne przyjęte do modelu pierwotnego na podstawie [L1]

W celu przeprowadzenia miarodajnej analizy porównawczej konstrukcji oraz oceny wyężenia historycznego wariantu hangaru konieczne było odtworzenie pierwotnych schematów obciążeń wykorzystywanych przez ówczesnych projektantów. W początkach XX wieku projektowanie wielkowymiarowych hangarów sterowcowych opierało się na uproszczonych modelach oddziaływań klimatycznych, które nie uwzględniały złożonych zjawisk aerodynamicznych, lokalnych zawirowań przepływu powietrza ani szczegółowego rozkładu pokrywy śnieżnej na dachach o nietypowej geometrii. Z tego względu historyczne wartości obciążeń należy traktować jako dane projektowe charakterystyczne dla epoki, a nie jako odpowiednik współczesnych procedur normowych. Podstawę ich określenia stanowiły warunki techniczne przytoczone w materiale źródłowym [L1], odnoszące się do projektowania hangaru systemu inż. Zaszczuka.

Z materiału źródłowego wynika, że do obliczeń historycznych przyjmowano dwa podstawowe oddziaływania klimatyczne:

- obciążenie śniegiem równe 75 kg na 1 m^2 rzutu dachu,
- oraz ciśnienie wiatru równe $120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, działające pod kątem 10° do poziomu.

Wartości te stanowiły podstawę wymiarowania historycznej konstrukcji hangaru i zostały przyjęte również w niniejszej pracy jako obciążenia dla modelu pierwotnego, analizowanego w wariancie historycznym podstawowym.

Historyczne obciążenie śniegiem

Zgodnie z dokumentacją źródłową historyczne obciążenie śniegiem przyjmowano jako równomiernie rozłożone oddziaływanie działające na 1 m^2 poziomej projekcji dachu. Wartość tę można zapisać w postaci:

$$s_{hist} = 75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

W celu umożliwienia porównania z obciążeniami współczesnymi oraz zastosowaniem w modelu numerycznym wartość tę przeliczono do podstawowych jednostek układu SI:

$$s_{hist} = \frac{75 \cdot 9,81}{1000} = 0,736 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Po zaokrągleniu przyjęto:

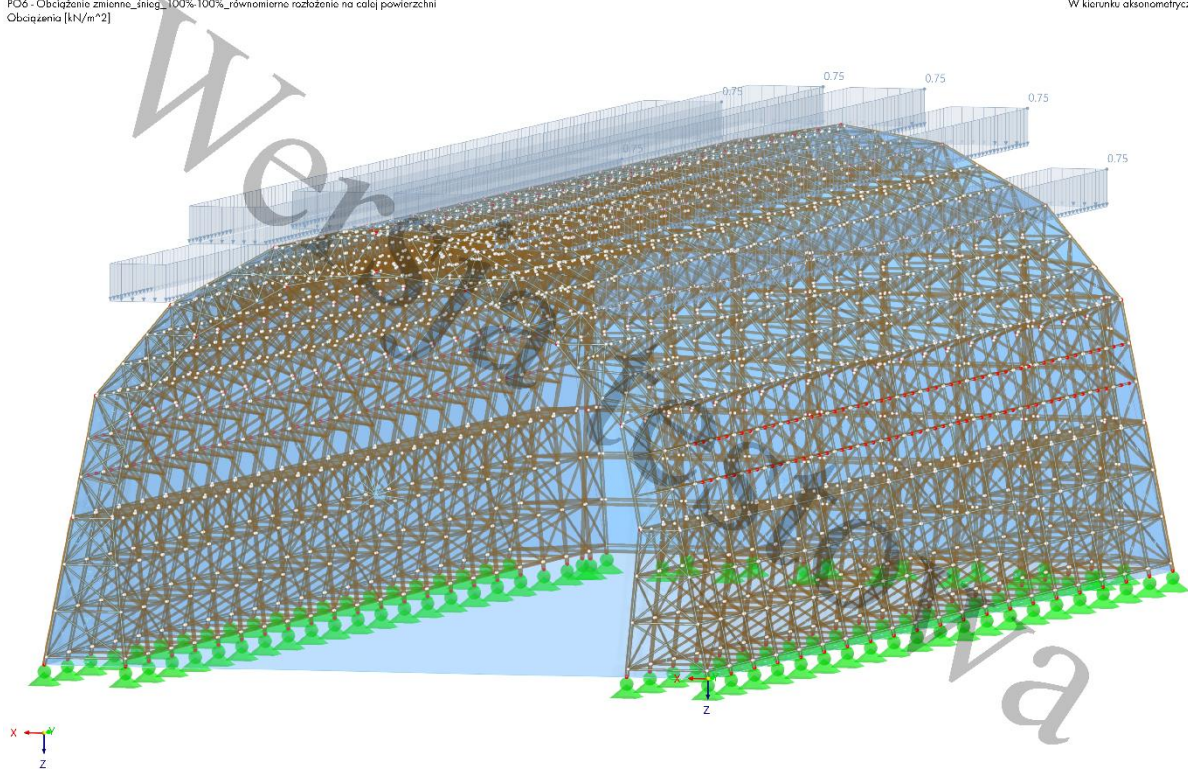
$$s_{hist} = 0,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

W modelu historycznym obciążenie to przyjęto jako równomiernie rozłożone na poziomy rzut połaci dachowej, zgodnie z historycznym sposobem rozumienia oddziaływania śniegu na konstrukcję. Oznacza to, że w przeciwieństwie do współczesnej analizy normowej nie rozpatrywano tu wariantów asymetrycznego zalegania pokrywy śnieżnej ani zjawiska zsuwania się śniegu z połaci łukowej. Schemat historycznego obciążenia śniegiem przyjętego do modelu pierwotnego przedstawiono na rys. 4.24.

A PO6: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO6 - Obciążenie zmienne_śnieg_100%-100%-równomierne rozłożenie na całej powierzchni
Obciążenia [kN/m²]

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.24. Historyczne obciążenie śniegiem przyjęte do modelu pierwotnego hangaru w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

Historyczne obciążenie wiatrem

Drugim podstawowym oddziaływaniem klimatycznym uwzględnianym w historycznych warunkach projektowych było ciśnienie wiatru przyjęte na poziomie:

$$w_{hist} = 120 \frac{kg}{m^2}$$

Wartość tę również przeliczono do jednostek układu SI:

$$w_{hist} = \frac{120 \cdot 9,81}{1000} = 1,177 \frac{kN}{m^2}$$

Po zaokrągleniu przyjęto:

$$w_{hist} = 1,18 \frac{kN}{m^2}$$

Źródło historyczne podaje dodatkowo, że wiatr rozpatrywano jako działający pod kątem 10° do poziomu. Oznacza to, że w analizie numerycznej możliwe było rozłożenie tego oddziaływania na składową poziomą i pionową. Składową poziomą wyznaczono z zależności:

$$w_{hist,h} = w_{hist} \cdot \cos 10^\circ \quad (4.21)$$

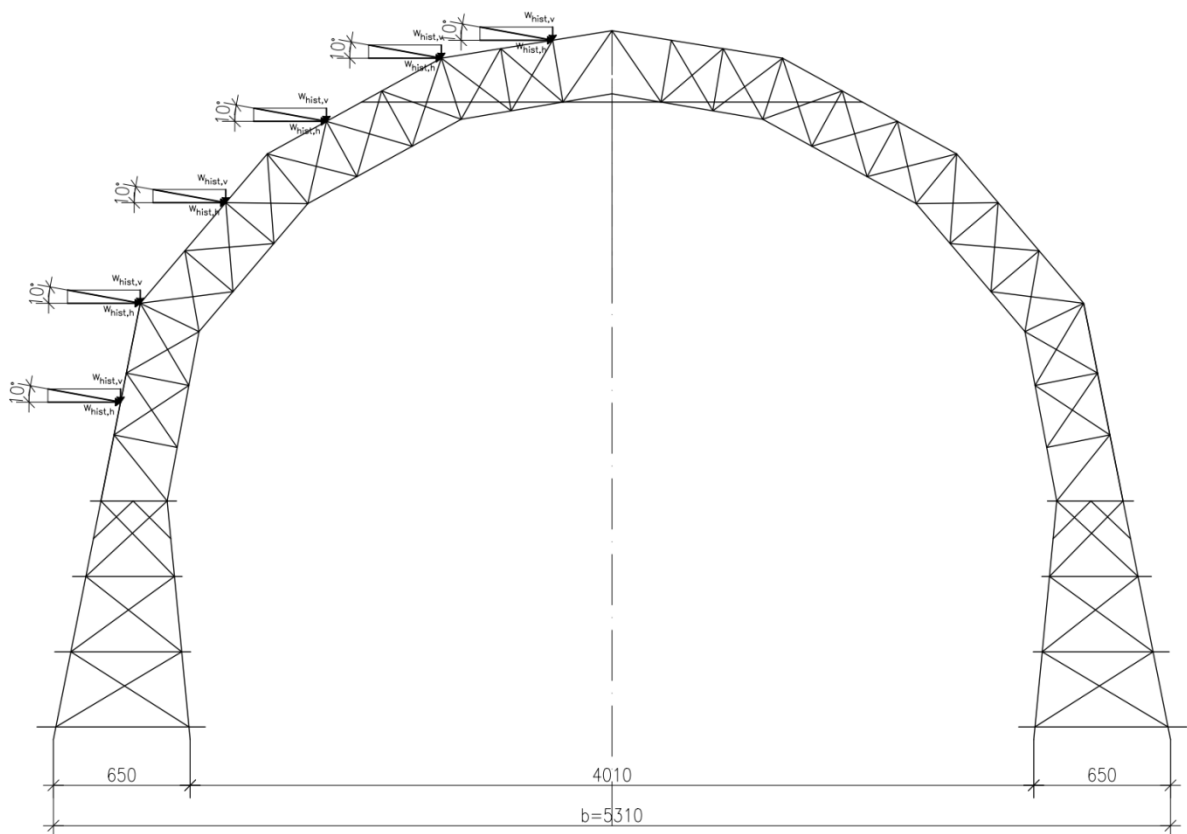
$$w_{hist,h} = 1,18 \cdot \cos 10^\circ = 1,16 \frac{kN}{m^2}$$

natomiast składową pionową określono jako:

$$w_{hist,v} = w_{hist} \cdot \sin 10^\circ \quad (4.22)$$

$$w_{hist,h} = 1,18 \cdot \cos 10^\circ = 0,20 \frac{kN}{m^2}$$

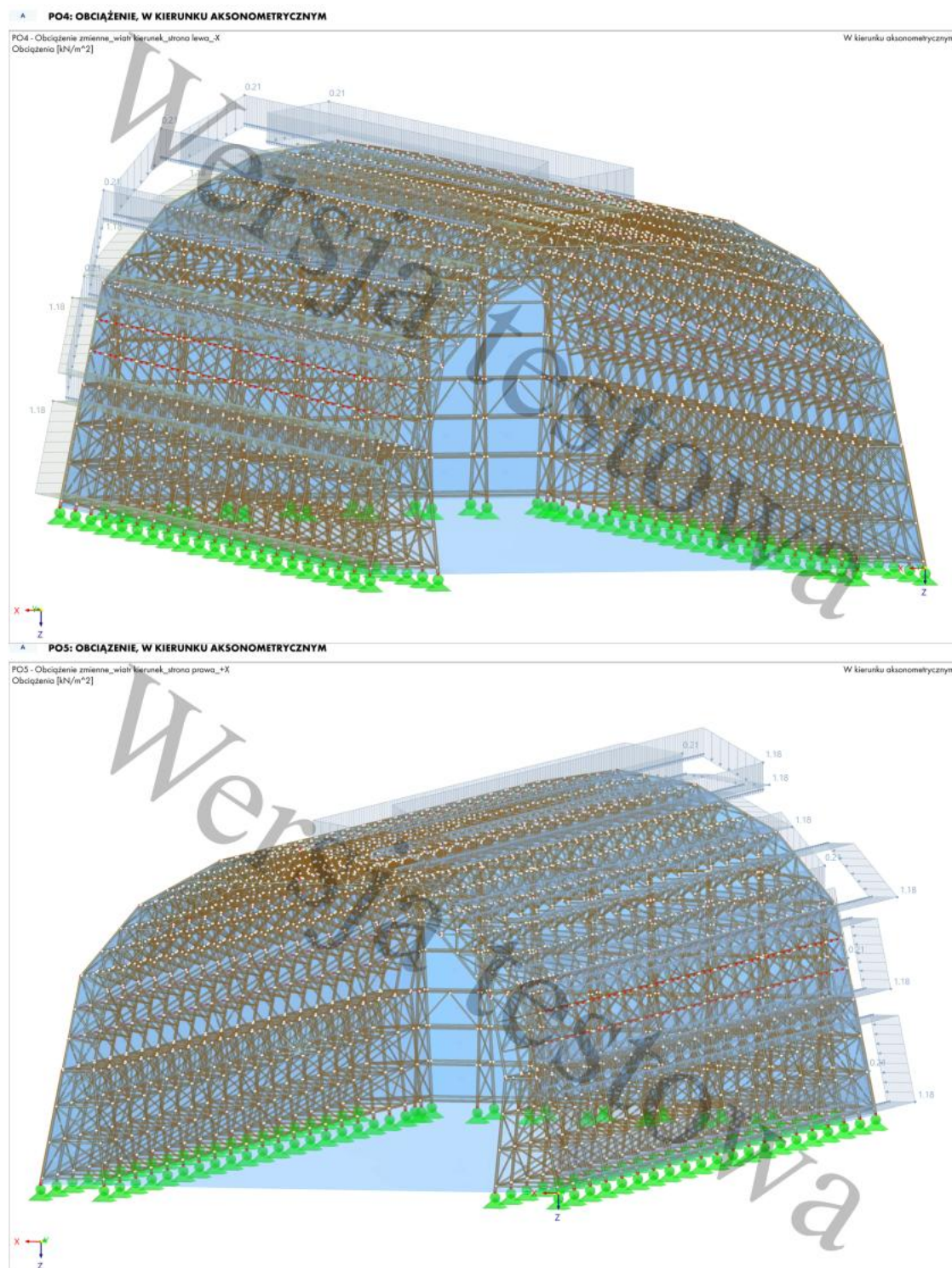
Schemat rozłożenia historycznego obciążenia wiatrem na składową poziomą i pionową warto przedstawić na rys. 4.25. Taki rysunek ma duże znaczenie interpretacyjne, ponieważ pokazuje, w jaki sposób historyczny zapis źródłowy został przełożony na dane wejściowe modelu obliczeniowego.



Rys. 4.25. Schemat rozłożenia historycznego obciążenia wiatrem działającego pod kątem 10° do poziomu na składową poziomą i pionową. Źródło: opracowanie własne

W modelu historycznym obciążenie wiatrem przyjęto zgodnie z powyższym zapisem źródłowym jako oddziaływanie uproszczone, odpowiadające dawnemu sposobowi projektowania konstrukcji hangarowych. Oznacza to, że nie uwzględniano tu złożonego rozkładu parcia i ssania na strefy elewacyjne, współczynników ciśnienia wewnętrznego ani efektów aerodynamicznych wyznaczanych współcześnie według Eurokodu czy metod zaawansowanych – CFD. Przyjęty historyczny schemat obciążenia wiatrem miał zatem charakter globalny i uproszczony, ale właśnie dlatego jest szczególnie istotny dla odtworzenia

logiki pierwotnego wymiarowania hangaru. Implementację historycznego oddziaływania wiatru w modelu RFEM 6 przedstawiono na rys. 4.26.



Rys. 4.26. Historyczne obciążenie wiatrem przyjęte do modelu pierwotnego hangaru w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

Zestawienie obciążeń historycznych

Dla uporządkowania przyjętych wielkości w tabeli 4.8 zestawiono historyczne wartości obciążeń wykorzystanych w modelu pierwotnym. Tabela ta obejmuje zarówno obciążenie śniegiem, jak i obciążenie wiatrem oraz jego składowe wynikające z historycznego kąta działania równego 10° względem poziomu. Zestawienie to stanowi bezpośrednią podstawę do dalszego definiowania modelu historycznego podstawowego opisanego w rozdziale 4.7.

Tabela 4.7. Zestawienie obciążeń historycznych przyjętych do modelu pierwotnego

Rodzaj obciążenia	Symbol	Wartość źródłowa [kg/m ²]	Wartość po przeliczeniu	Jednostka
Historyczne obciążenie śniegiem	<i>S_{hist}</i>	75	0,74	kN/m ²
Historyczne obciążenie wiatrem	<i>W_{hist}</i>	120	1,18	kN/m ²
Pozioma składowa historycznego wiatru	<i>W_{hist,h}</i>	–	1,16	kN/m ²
Pionowa składowa historycznego wiatru	<i>W_{hist,v}</i>	–	0,20	kN/m ²

Podsumowując, historyczne obciążenia przyjęte do modelu pierwotnego odtworzono bezpośrednio na podstawie materiału źródłowego [L1], zachowując ich pierwotny, uproszczony charakter. W odróżnieniu od współczesnych oddziaływań normowych nie uwzględniają one szczegółowego strefowania obciążeń śniegiem i wiatrem ani zaawansowanych efektów aerodynamicznych, lecz odpowiadają sposobowi projektowania stosowanemu w okresie powstawania hangaru. Dzięki temu możliwe stało się przeprowadzenie dalszej analizy konstrukcji w warunkach zbliżonych do tych, dla których obiekt był pierwotnie projektowany.

4.3. Schematy obliczeniowe i charakterystyka przyjętych modeli numerycznych

Po odtworzeniu geometrii historycznego hangaru dla sterowców, określeniu założeń materiałowych i konstrukcyjnych oraz zestawieniu obciążeń historycznych i współczesnych konieczne było opracowanie modeli numerycznych umożliwiających przeprowadzenie dalszej analizy statyczno-wytrzymałościowej. W niniejszej pracy nie ograniczono się do jednego uniwersalnego modelu obliczeniowego. Przyjęto układ kilku wzajemnie uzupełniających się modeli, różniących się stopniem uproszczenia, zakresem odwzorowania konstrukcji oraz celem analizy. Takie podejście wynikało z konieczności równoczesnego uchwycenia podstawowej logiki pracy głównego układu nośnego, przestrzennego charakteru całej konstrukcji oraz wpływu różnych zestawów obciążeń i założeń projektowych na ocenę jej nośności i zachowania. Przyjęcie kilku modeli miało więc charakter świadomy i metodyczny. Z jednej strony konieczne było przygotowanie modelu uproszczonego, pozwalającego na przejrzystą analizę pracy głównej ramy poprzecznej hangaru. Z drugiej strony niezbędne było opracowanie modelu przestrzennego, umożliwiającego odwzorowanie współpracy ram poprzecznych, elementów podłużnych, układów stężających oraz przepływu sił w konstrukcji jako całości.

Dodatkowym celem pracy było porównanie różnych porządków obliczeniowych: historycznego, historycznego uzupełnionego o współczesne współczynniki bezpieczeństwa oraz współczesnego normowego. Uzupełnieniem tego układu stał się model porównawczy, pozwalający zestawić dwa warianty materiałowo-konstrukcyjne tego samego obiektu, tj. wariant drewniany oraz wcześniej opracowany wariant stalowy. W rezultacie przyjęte modele numeryczne można podzielić na trzy podstawowe grupy. Pierwszą z nich stanowią modele schematyczne i geometryczne, obejmujące model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego oraz model przestrzenny 3D całego hangaru. Drugą grupę tworzą modele wariantowe, odpowiadające różnym porządkom obliczeniowym i różnym zestawom oddziaływań. Należą do nich: model historyczny podstawowy, model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa oraz model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru. Trzecią grupę stanowi model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych hangaru, służący analizie różnic pomiędzy rekonstrukcją drewnianą a wcześniejszą rekonstrukcją stalową.

Model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego przyjęto jako podstawowy schemat analityczny służący do badania pojedynczej ramy poprzecznej hangaru. Jego główną zaletą jest przejrzystość oraz możliwość łatwego śledzenia rozkładu sił wewnętrznych, przemieszczeń

i wpływu przyjmowanych oddziaływań na zasadniczy układ nośny obiektu. Model ten stanowi zatem narzędzie służące do rozpoznania podstawowej logiki pracy konstrukcji i oceny zachowania jej najważniejszego ustroju nośnego w warunkach obciążeń historycznych i współczesnych. Należy jednocześnie podkreślić, że model 2D ma charakter uproszczony i nie odwzorowuje pełnej współpracy przestrzennej elementów podłużnych oraz układów stężających. Z tego względu wyniki uzyskane z modelu płaskiego wymagają odniesienia do modelu przestrzennego konstrukcji. Model przestrzenny 3D opracowano w celu możliwie pełnego odwzorowania pracy całego hangaru jako układu przestrzennego. Uwzględniono w nim nie tylko główne ramy poprzeczne, lecz także elementy podłużne spinające kolejne układy, stężenia, relacje geometryczne pomiędzy poszczególnymi częściami obiektu oraz przestrzenny charakter przekazywania obciążeń. Model 2D zapewnia więc przejrzystość interpretacji, natomiast model 3D zwiększa realizm obliczeń i pozwala zweryfikować wpływ przestrzennej pracy ustroju.

Kolejną grupę tworzą modele wariantowe, różniące się przede wszystkim zakresem przyjętych oddziaływań oraz sposobem interpretacji warunków obliczeniowych. Model historyczny podstawowy służy do odtworzenia pracy konstrukcji w warunkach zbliżonych do tych, dla których hangar był pierwotnie projektowany. Obejmuje on historyczne założenia materiałowe oraz historyczne obciążenia wynikające ze źródeł technicznych. Model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa zachowuje historyczny charakter konstrukcji i oddziaływań, ale uzupełnia analizę o współczesne podejście do bezpieczeństwa obliczeniowego. Z kolei model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru odpowiada aktualnym wymaganiom projektowym i umożliwia ocenę konstrukcji w świetle dzisiejszych norm oraz narzędzi obliczeniowych. Układ tych modeli pozwala zatem nie tylko odtworzyć historyczne warunki pracy obiektu, lecz również odnieść je do współczesnej praktyki inżynierskiej. Odrębne znaczenie ma model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych hangaru: drewnianego i stalowego. Wcześniejszy model stalowy powstał w ramach pracy inżynierskiej, na etapie, gdy dostępny materiał źródłowy nie pozwalał jeszcze jednoznacznie potwierdzić drewnianego charakteru oryginalnej konstrukcji. Późniejsze ustalenia, wynikające przede wszystkim z analizy rosyjskiego opracowania technicznego [L1], umożliwiły odtworzenie historycznie właściwego wariantu drewnianego. W efekcie model stalowy nie został odrzucony, lecz potraktowano go jako dodatkowy wariant porównawczy. Pozwoliło to przeanalizować dwa odmienne rozwiązania materiałowo-konstrukcyjne dla tej samej geometrii i funkcji obiektu.

Dla uporządkowania przyjętych modeli numerycznych ich podstawowe cechy, funkcje oraz zakres zastosowania zestawiono w Tabeli 4.8. Zestawienie to pokazuje, że poszczególne modele nie powielają tych samych zadań, lecz stanowią kolejne etapy analizy tego samego obiektu: od rozpoznania podstawowego schematu statycznego, przez przestrzenną ocenę pracy ustroju, aż po porównanie różnych wariantów obciążeń i rozwiązań materiałowych.

Tabela 4.8. Zestawienie przyjętych modeli numerycznych i ich funkcji w pracy

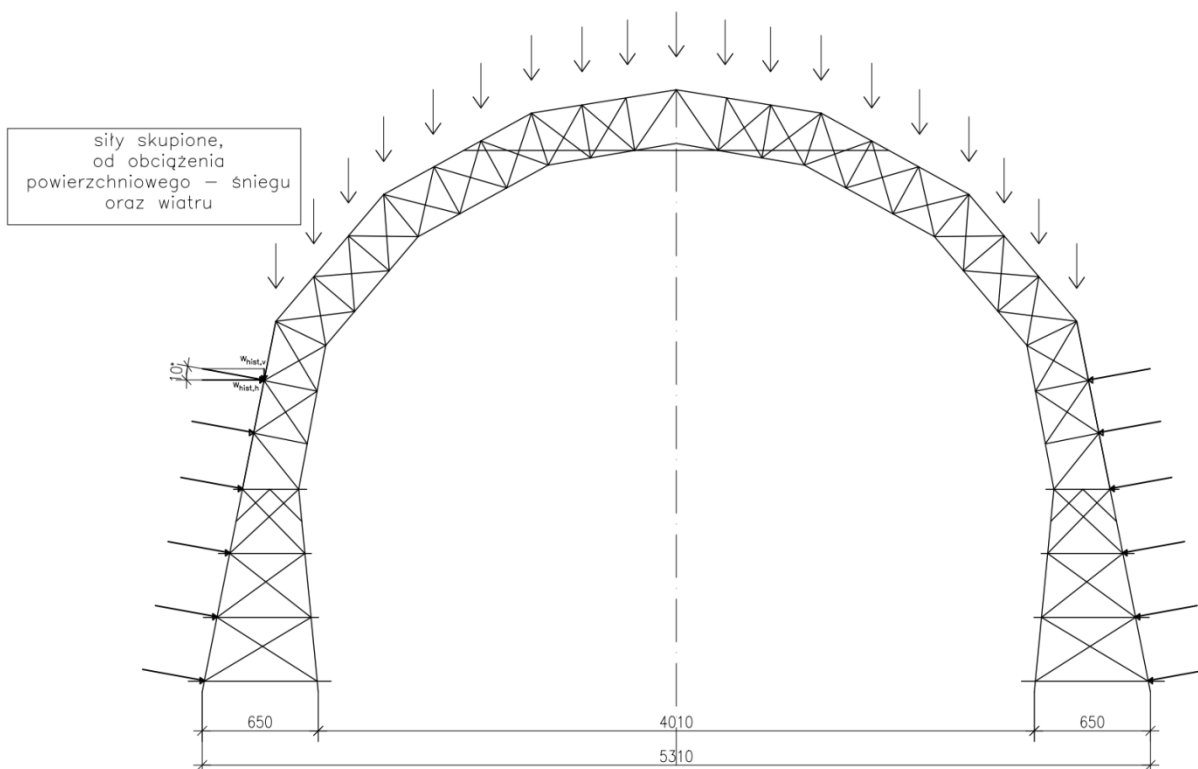
Oznaczenie modelu	Nazwa modelu	Charakter modelu	Główny cel zastosowania	Odpowiadający podrozdział
M-2D	Model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego	uproszczony,	analiza pracy głównej ramy poprzecznej oraz podstawowego schematu statycznego	4.4
M-3D	Model przestrzenny 3D konstrukcji	pełny geometrycznie, przestrzenny	analiza współpracy przestrzennej elementów oraz weryfikacja wyników modelu 2D	4.5
M-H	Model historyczny podstawowy konstrukcji	historyczny	ocena pracy konstrukcji przy historycznych obciążeniach i pierwotnych założeniach projektowych	4.6
M-HB	Model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa	historyczno-współczesny	analiza wpływu współczesnych współczynników bezpieczeństwa na ocenę nośności konstrukcji historycznej	4.7
M-N	Model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru	współczesny normowy	ocena konstrukcji według aktualnych norm projektowych i współczesnych oddziaływań	4.8
M-P	Model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych drewnianego i stalowego	porównawczy	zestawienie wpływu materiału i układu konstrukcyjnego na pracę hangaru	4.9

Podsumowując, przyjęty w pracy zestaw modeli numerycznych tworzy spójny system analityczny, pozwalający badać historyczny hangar dla sterowców z kilku perspektyw: podstawowego schematu statycznego, pracy przestrzennej, historycznych warunków projektowych, współczesnych wymagań normowych oraz porównania wariantów materiałowych. Takie podejście umożliwia nie tylko przeprowadzenie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, lecz również lepsze zrozumienie logiki pracy konstrukcji oraz wpływu przyjętych założeń materiałowych i obciążeniowych na końcową ocenę obiektu. W kolejnych podrozdziałach szczegółowo omówiono poszczególne modele, poczynając od modelu płaskiego 2D głównego układu konstrukcyjnego, a kończąc na wariantach historycznych, współczesnych i porównawczych.

4.4. Model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego

Pierwszym z przyjętych modeli obliczeniowych był model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego hangaru. Jego opracowanie miało charakter celowy i wynikało z potrzeby przejrzystego rozpoznania pracy podstawowego ustroju nośnego budowli, tj. głównej ramy poprzecznej tworzonej przez dolne koźły podporowe oraz górną część łukowo-kratową. W odróżnieniu od modelu przestrzennego 3D model płaski pozwala na jednoznaczne śledzenie schematu statycznego, rozkładu sił wewnętrznych oraz wpływu przyjętych oddziaływań na najważniejszy układ nośny obiektu. Z tego względu został przyjęty jako podstawowe narzędzie analityczne służące do wstępnej oceny pracy konstrukcji oraz do późniejszego porównania z wynikami uzyskanymi z modelu przestrzennego. Przyjęty model 2D stanowi odwzorowanie pojedynczego, głównego układu poprzecznego hangaru, uznanego za podstawowy element nośny całej konstrukcji. To właśnie ten układ decydował o kształcie przekroju poprzecznego obiektu, przenosił zasadniczą część oddziaływań pionowych i poziomych oraz stanowił bazę dla rozmieszczenia elementów podłużnych i usztywniających. Model płaski nie miał więc odtwarzać całej przestrzennej złożoności hangaru, lecz umożliwić analizę pracy najbardziej reprezentatywnego przekroju konstrukcji, odpowiadającego historycznemu schematowi głównej ramy. Takie podejście jest uzasadnione zarówno z punktu widzenia metodologii analizy konstrukcyjnej, jak i logiki historycznego projektowania obiektów tego typu. Podstawą do budowy modelu 2D były ustalenia geometryczne i konstrukcyjne przedstawione w poprzednich rozdziałach, w szczególności rekonstrukcja układu nośnego hangaru oraz założenia materiałowe, geometryczne i konstrukcyjne przyjęte do analiz numerycznych. Oznacza to, że model płaski nie został opracowany jako schemat

abstrakcyjny, lecz jako uproszczone odwzorowanie rzeczywistego historycznego ustroju nośnego, z zachowaniem podstawowych wymiarów, relacji geometrycznych i przebiegu osi elementów. Szczególne znaczenie miało zachowanie geometrii głównego łuku oraz dolnych podpór koźlowych, ponieważ to one decydują o zasadniczym mechanizmie pracy całej ramy. W modelu 2D przyjęto typową dla metody elementów skończonych idealizację prętową. Poszczególne elementy konstrukcyjne odwzorowano jako elementy prętowe połączone w węzłach zgodnie z osią geometryczną modelu. Podejście to pozwala na czytelne odwzorowanie schematu statycznego oraz poprawne wyznaczenie sił wewnętrznych i przemieszczeń. Jednocześnie należy podkreślić, że uproszczenie to nie oznacza pominięcia historycznej logiki konstrukcji. Zachowano podstawowy układ elementów, ich wzajemne relacje oraz zasadniczy sposób pracy głównej ramy poprzecznej. Istotnym etapem budowy modelu było określenie sposobu przekazywania obciążeń na układ 2D. W rzeczywistej konstrukcji oddziaływania od pokrycia dachowego, śniegu, wiatru i elementów wtórnych są przekazywane przez układ przestrzenny, obejmujący połącze dachowe, płatwie oraz elementy podłużne. W modelu płaskim konieczne było zatem sprowadzenie tych oddziaływań do równoważnego schematu obciążeń działających na pojedynczą ramę poprzeczną. Przyjęto, że obciążenia rozłożone na powierzchniach dachu i ścian, po przejściu przez elementy pośrednie, mogą zostać przedstawione w modelu 2D jako odpowiednio dobrane siły skupione lub obciążenia liniowe przyłożone w punktach odpowiadających węzłom głównej ramy. Takie rozwiązanie umożliwia zachowanie zgodności pomiędzy modelem płaskim a ogólną logiką przepływu sił w rzeczywistym obiekcie. W praktyce oznaczało to konieczność określenia stref wpływu poszczególnych elementów ramy oraz przypisania im odpowiednich udziałów obciążenia. Dla oddziaływań pionowych, w szczególności obciążenia stałego i śniegu, przyjęto sprowadzenie obciążeń do węzłów pasa górnego głównej ramy. W przypadku oddziaływań poziomych istotne było natomiast odpowiednie odwzorowanie obciążeń działających na ściany i przekazywanych na główny układ nośny. Schemat sprowadzenia obciążeń powierzchniowych i liniowych do równoważnego układu sił skupionych działających na model 2D przedstawiono na rys. 4.27.



Rys. 4.27. Schemat sprowadzenia obciążeń powierzchniowych i liniowych do równoważnego układu sił skupionych działających na model 2D głównego układu konstrukcyjnego.

Źródło: opracowanie własne

Warunki podparcia modelu 2D przyjęto na podstawie historycznego detalu konstrukcyjnego przedstawionego w [L1]. Analiza rozwiązania podporowego wskazuje, że połączenie nie miało charakteru pełnego utwierdzenia, ponieważ nie zapewniało swobodnego przenoszenia momentów zginających na fundament. Uzasadnia to interpretację podpory jako przegubowej. Jednocześnie zastosowany „kosz” ograniczał możliwość przesuwu węzła podporowego, dlatego w modelu numerycznym przyjęto podparcie przegubowe nieprzesuwne. Sam model płaski 2D został zbudowany w środowisku programu RFEM 6 jako schemat prętowy odwzorowujący geometrię głównej ramy poprzecznej. Uwzględniono w nim podstawowe elementy nośne tworzące historyczny przekrój hangaru, tj. dolne podpory, elementy ukośne i pionowe oraz górny układ łukowo-kratowy. Zachowano przy tym wzajemne relacje geometryczne wynikające z rekonstrukcji historycznej oraz przyjętych założeń modelowych. Widok ogólny modelu płaskiego 2D głównego układu konstrukcyjnego przedstawiono na rys. 4.28.



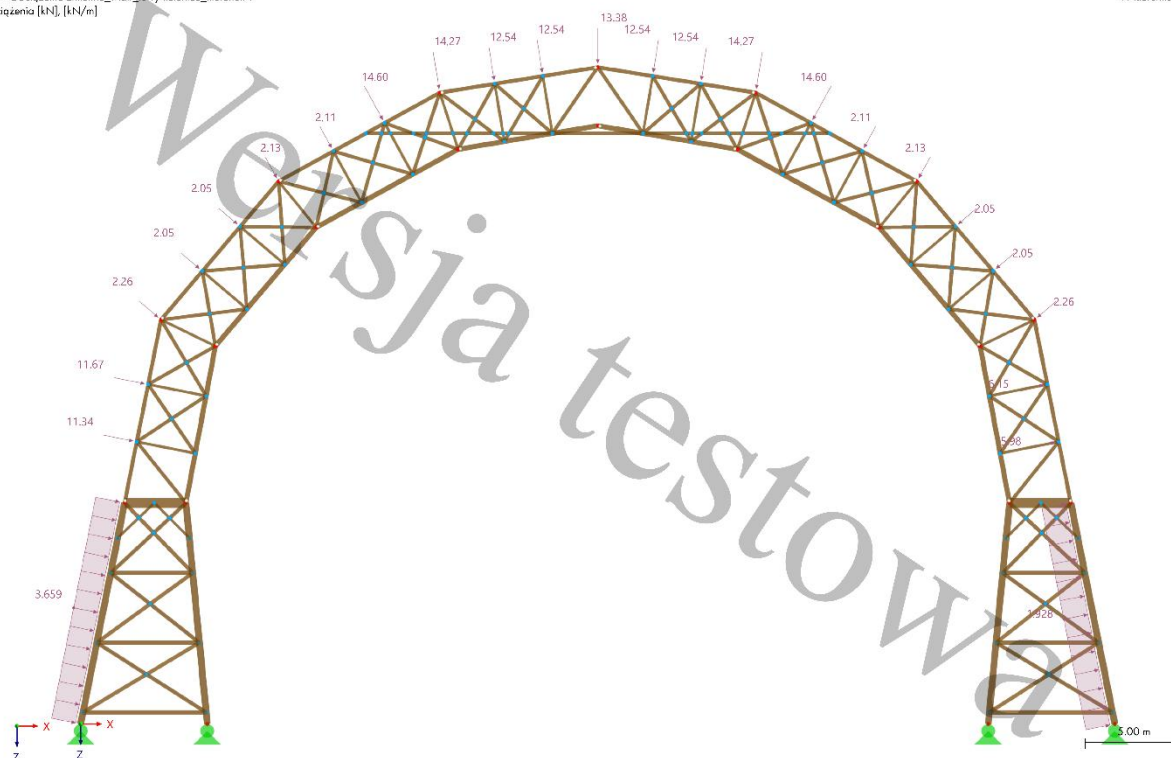
Rys. 4.28. Model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego hangaru w programie RFEM 6 wraz z przyjętymi warunkami podparcia. Źródło: opracowanie własne

W celu możliwie wiernego odwzorowania pracy konstrukcji przygotowano również przykładowe przypadki obciążeń sprowadzonych do równoważnego układu sił skupionych działających na model płaski 2D. Rysunki te pokazują praktyczny sposób przełożenia oddziaływań działających na przestrzenną konstrukcję hangaru na uproszczony schemat obliczeniowy pojedynczej ramy poprzecznej. Przykładowe przypadki obciążeń sprowadzonych do równoważnego układu sił skupionych przyłożonych do modelu płaskiego 2D przedstawiono na rys. 4.29 i rys. 4.30.

A PO9: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU -Y

PO9 - Obciążenia zmienne_wiat_łowy kalenica_kierunek Y
Obciążenia [kN], [kN/m]

W kierunku -Y



Rys. 4.29. Przykład sprowadzenia obciążeń do równoważnego układu sił skupionych przyłożonych do modelu 2D w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

A PO2: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU -Y

PO2 - Obciążenia stałe_warstwy wykończenia dachu
Obciążenia [kN]

W kierunku -Y



Rys. 4.30. Drugi przykład sprowadzenia obciążeń do równoważnego układu sił skupionych przyłożonych do modelu 2D w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

Z punktu widzenia metodologii pracy model płaski 2D pełni kilka funkcji. Po pierwsze, umożliwia rozpoznanie podstawowego mechanizmu pracy historycznego układu poprzecznego i ocenę, które elementy konstrukcji są najbardziej obciążone. Po drugie, pozwala przejrzysto porównywać wpływ różnych wariantów obciążeń na zachowanie głównej ramy. Po trzecie, stanowi punkt odniesienia dla modelu przestrzennego 3D, który zostanie omówiony w kolejnym podrozdziale. Dzięki temu model 2D można traktować jako podstawowy poziom analizy, służący zarówno do interpretacji zachowania konstrukcji, jak i do kontroli spójności bardziej złożonych modeli. Należy jednak wyraźnie zaznaczyć, że model płaski 2D ma swoje ograniczenia. Nie odwzorowuje on rzeczywistej współpracy przestrzennej kolejnych ram poprzecznych, wpływu stężeń podłużnych, przestrzennego rozkładu obciążeń ani usztywniającego działania elementów podłużnych. Z tego względu jego wyniki nie mogą być traktowane jako pełna i ostateczna charakterystyka pracy całego hangaru, lecz jako świadomie przyjęte uproszczenie pozwalające na analizę głównego układu poprzecznego w izolacji. Właśnie dlatego w dalszej części pracy model ten zostanie zestawiony z modelem przestrzennym 3D, co umożliwi ocenę zakresu zgodności obu podejść obliczeniowych.

Podsumowując, model płaski 2D głównego układu konstrukcyjnego stanowi podstawowe narzędzie służące do analizy pracy najważniejszego przekroju poprzecznego hangaru. Jego znaczenie w niniejszej pracy polega na tym, że umożliwia przejrzyste badanie głównego schematu statycznego, stanowi punkt wyjścia do dalszych analiz wariantowych oraz pozwala na późniejsze porównanie wyników z modelem przestrzennym 3D. W kolejnym podrozdziale przedstawiono model przestrzenny, który rozwija i uzupełnia uproszczenia przyjęte na poziomie schematu płaskiego.

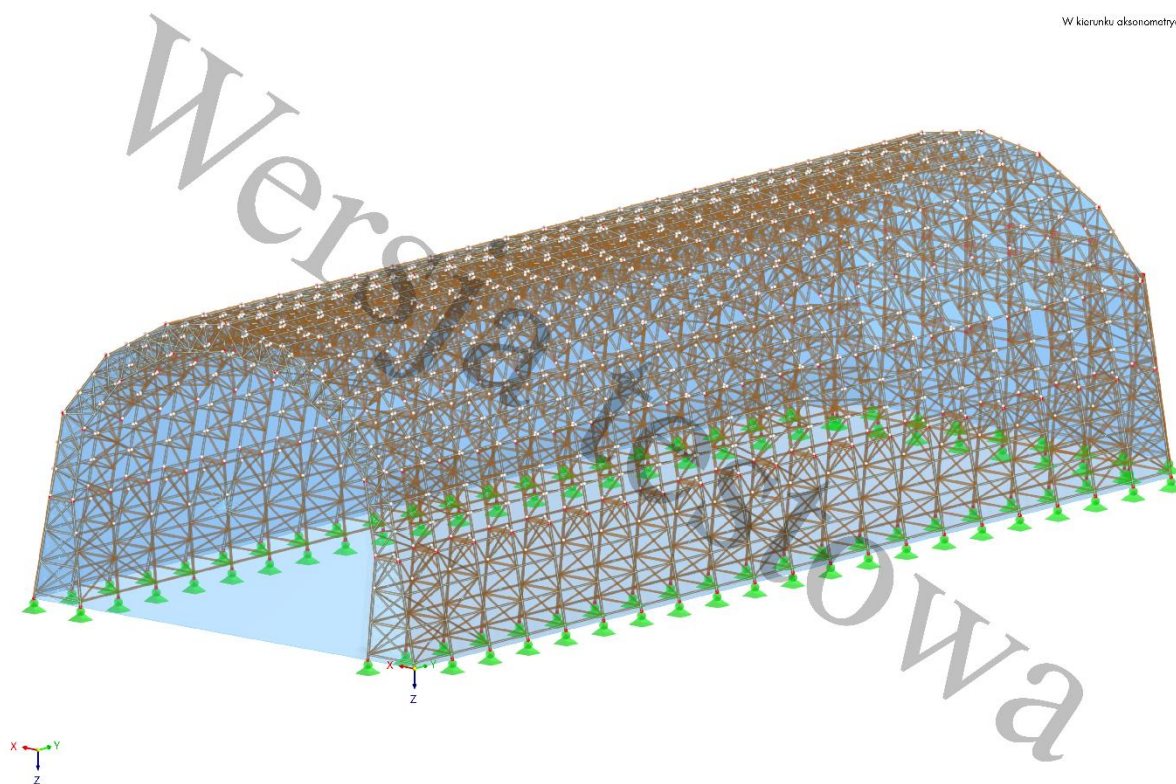
4.5. Model przestrzenny 3D konstrukcji

Kolejnym etapem analizy numerycznej było opracowanie modelu przestrzennego 3D konstrukcji hangaru. W odróżnieniu od modelu płaskiego 2D, który służył do rozpoznania pracy pojedynczej głównej ramy poprzecznej, model przestrzenny umożliwia odwzorowanie współpracy całego ustroju nośnego jako układu trójwymiarowego. Jego wprowadzenie było konieczne, ponieważ rzeczywista praca historycznego hangaru nie ograniczała się do zachowania pojedynczego przekroju poprzecznego, lecz wynikała ze współdziałania kolejnych ram, elementów podłużnych, stężeń oraz elementów wtórnych przekazujących obciążenia. Z tego względu model 3D należy traktować jako rozwinięcie i uzupełnienie modelu 2D, a nie jako jego alternatywę. Podstawą do budowy modelu przestrzennego były ustalenia

geometryczne i konstrukcyjne przedstawione w poprzednich rozdziałach pracy, obejmujące rekonstrukcję historycznej geometrii hangaru, identyfikację głównych elementów nośnych oraz przyjęte założenia materiałowe i obciążeniowe. Model 3D został zbudowany z zachowaniem podstawowych wymiarów obiektu, rozstawu kolejnych układów poprzecznych, przebiegu elementów podłużnych oraz wzajemnych relacji geometrycznych pomiędzy głównymi częściami konstrukcji. Oznacza to, że nie miał on charakteru schematu poglądowego, lecz stanowił przestrzenne odwzorowanie historycznie rekonstruowanego ustroju nośnego. W modelu przestrzennym uwzględniono główne ramy poprzeczne, elementy podłużne łączące kolejne układy, podstawowe elementy usztywniające oraz te części konstrukcji, które wpływają na przestrzenny przepływ sił i sposób pracy całego obiektu. Dzięki temu możliwe było uchwycenie zjawisk, których nie odwzorowuje model płaski, takich jak współpraca kolejnych ram w kierunku podłużnym, udział stężeń w usztywnieniu konstrukcji oraz redystrybucja obciążeń pomiędzy poszczególnymi częściami ustroju. Widok ogólny modelu przestrzennego 3D hangaru przedstawiono na rys. 4.31.

A MODEL, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.31. Model przestrzenny 3D konstrukcji hangaru w programie RFEM 6 - widok ogólny konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

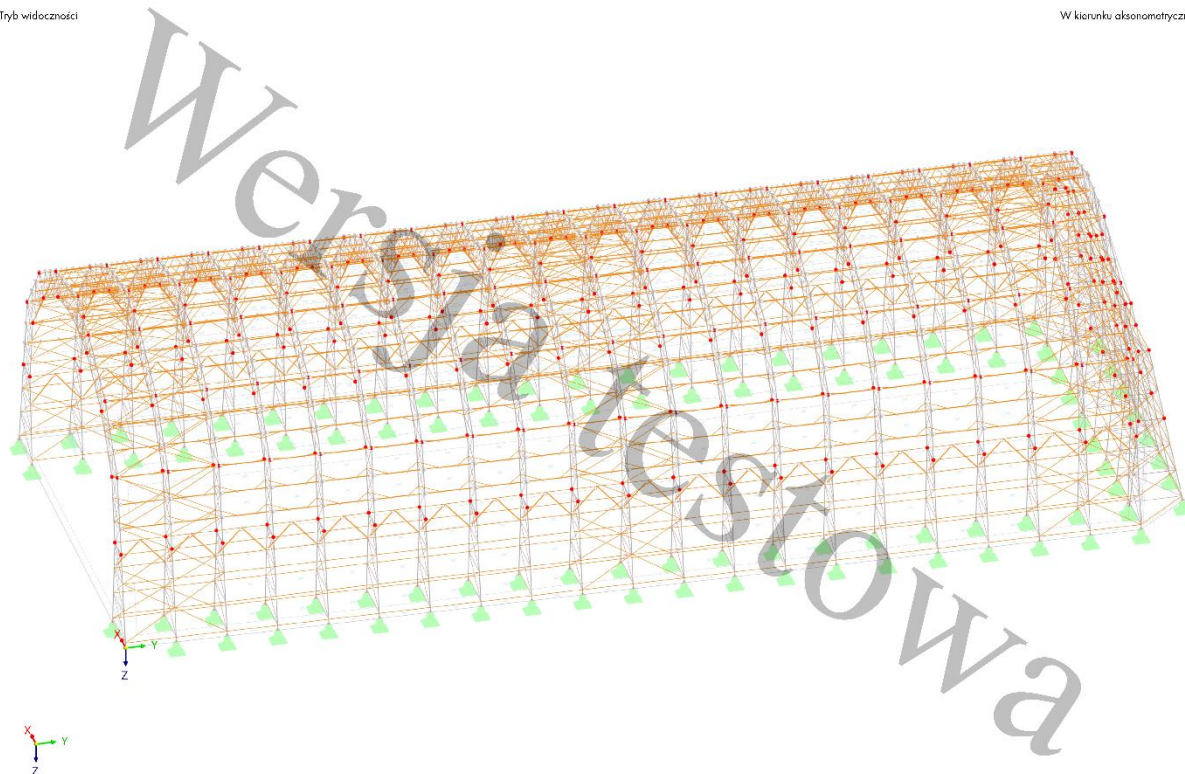
Podobnie jak w modelu 2D, także w modelu przestrzennym zastosowano idealizację prętową właściwą dla metody elementów skończonych. Poszczególne elementy ustroju odwzorowano jako elementy prętowe połączone w węzłach zgodnie z osią geometryczną modelu. Podejście

to umożliwia wyznaczenie sił wewnętrznych, przemieszczeń oraz reakcji podporowych, a jednocześnie pozwala zachować zgodność z logiką pracy konstrukcji historycznej. W modelu przestrzennym szczególne znaczenie miało zachowanie regularności rozmieszczenia głównych ram poprzecznych oraz ich powiązania z układem elementów podłużnych, ponieważ zależności te decydują o rzeczywistym charakterze pracy całego hangaru. W przeciwieństwie do modelu płaskiego, w którym obciążenia sprowadzano do układu sił skupionych działających na pojedynczą ramę, model 3D umożliwia bardziej naturalne rozłożenie oddziaływań w konstrukcji. Obciążenia mogą być w nim przekazywane przez większą liczbę elementów pośrednich, z uwzględnieniem współpracy pomiędzy ramami, elementami podłużnymi i stężeniami. Dzięki temu model ten lepiej odwzorowuje mechanizm pracy całego obiektu pod wpływem obciążeń stałych, śniegu, wiatru oraz oddziaływań historycznych i współczesnych. Rozmieszczenie głównych ram poprzecznych oraz elementów podłużnych w modelu przestrzennym przedstawiono dodatkowo na rys. 4.32.

A MODEL, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

Tryb widoczności

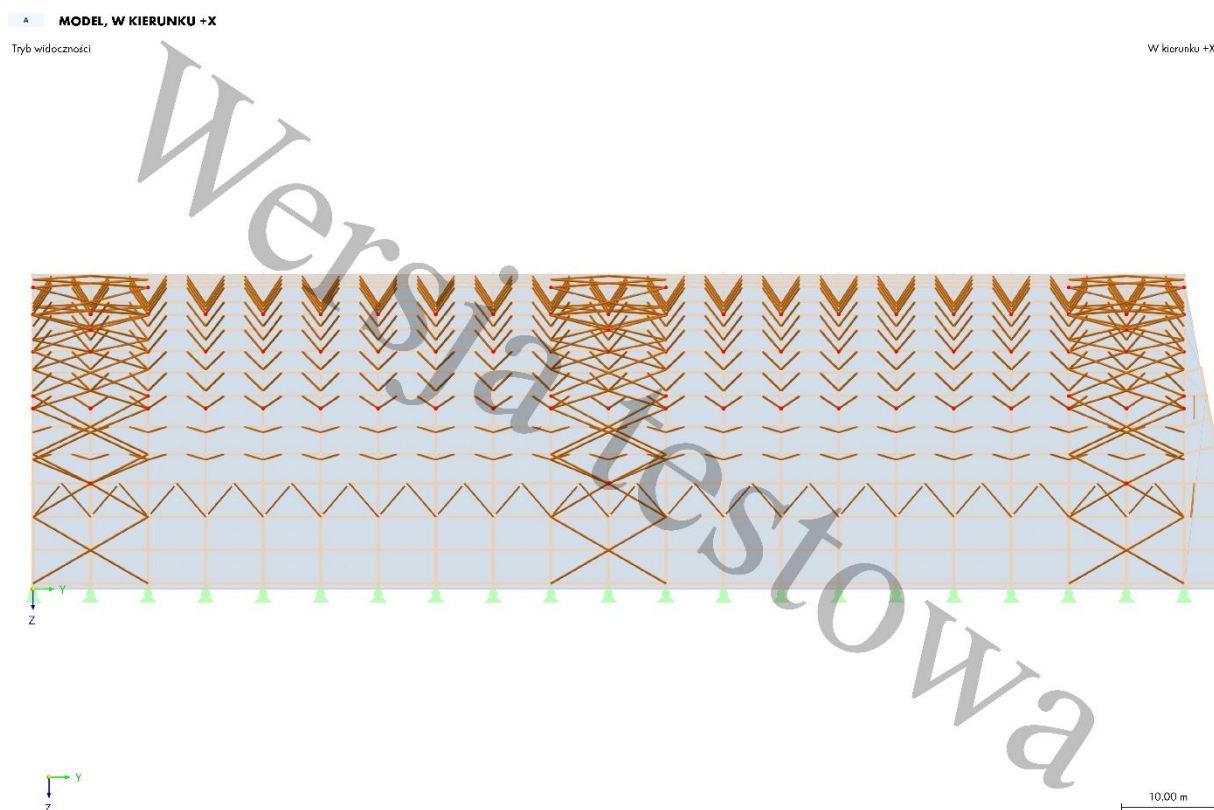
W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.32. Model przestrzenny 3D hangaru - układ głównych ram poprzecznych oraz elementów podłużnych. Źródło: opracowanie własne

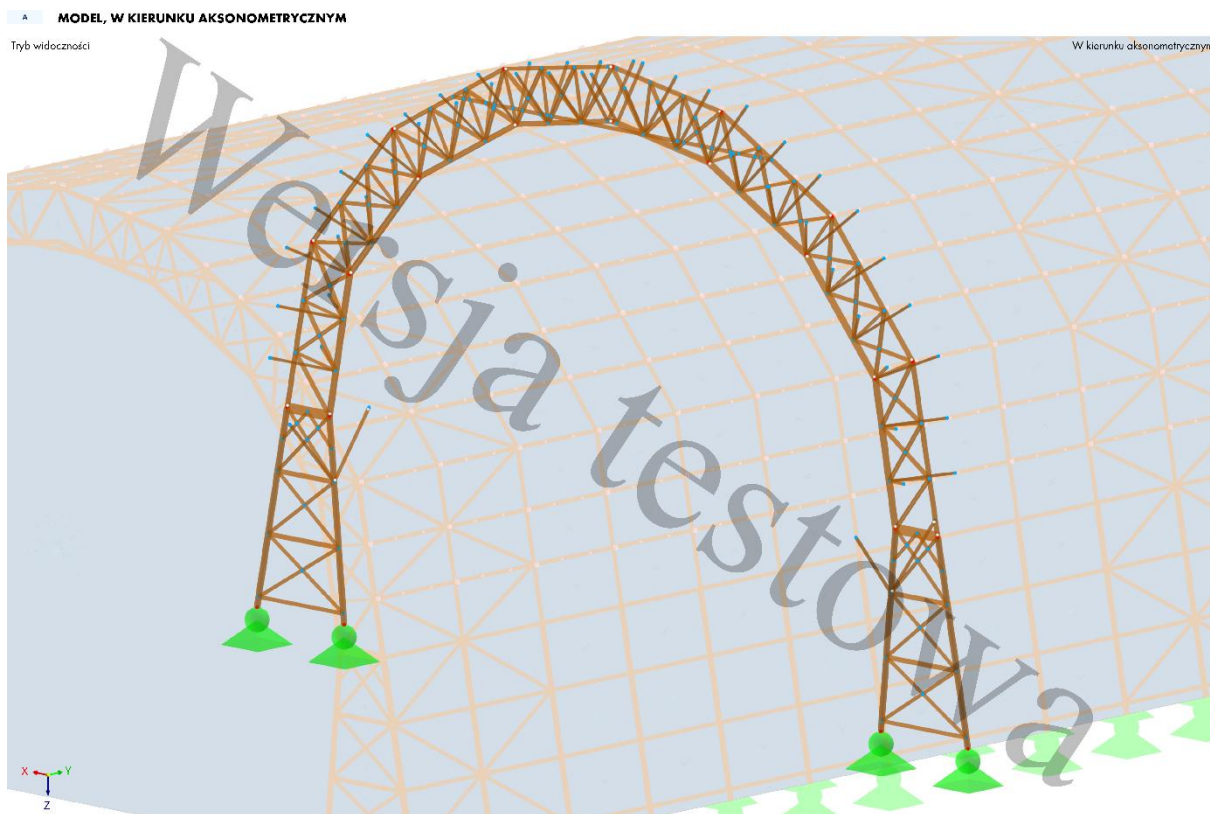
Istotnym elementem modelu 3D było również odwzorowanie przestrzennych układów usztywniających. Ich obecność ma szczególne znaczenie dla poprawnej pracy konstrukcji, ponieważ ograniczają przemieszczenia przestrzenne, stabilizują geometrię obiektu oraz wpływają na rozdział sił pomiędzy poszczególnymi częściami ustroju. W modelu

przestrzennym uwzględniono zatem nie tylko elementy główne, ale również te komponenty, które są niezbędne do poprawnego odwzorowania pracy hangaru jako całości. Układ stężeń i elementów usztywniających przyjętych w modelu 3D przedstawiono na rys. 4.33.



Rys. 4.33. Układ stężeń i przestrzennych elementów usztywniających. Źródło: opracowanie własne

W modelu przestrzennym 3D hangaru przyjęto podparcie przegubowe nieprzesuwne, co wynikało z analizy historycznego detalu konstrukcyjnego przedstawionego w opracowaniu technicznym [L1]. Zastosowane rozwiązanie podporowe, typowe dla dużych konstrukcji drewnianych tego okresu, nie wskazuje na możliwość sztywnego przenoszenia momentów zginających z ustroju nośnego na fundament. Z punktu widzenia schematu statycznego połączenie należało więc interpretować jako przegubowe. Jednocześnie detal osadzenia elementu w specjalnie ukształtowanym „koszu” ograniczał możliwość przesuwu węzła podporowego, co uzasadnia przyjęcie podpory nieprzesuwnej. W konsekwencji w modelu numerycznym zastosowano idealizację odpowiadającą podporze przegubowej zablokowaniem przesuwem, uznając ją za najbliższą historycznej logice pracy tego połączenia. Przyjęty schemat oparcia konstrukcji na punktach fundamentowych pokazano na rys. 4.34, na przykładzie jednej z głównych ram układu poprzecznego hangaru.

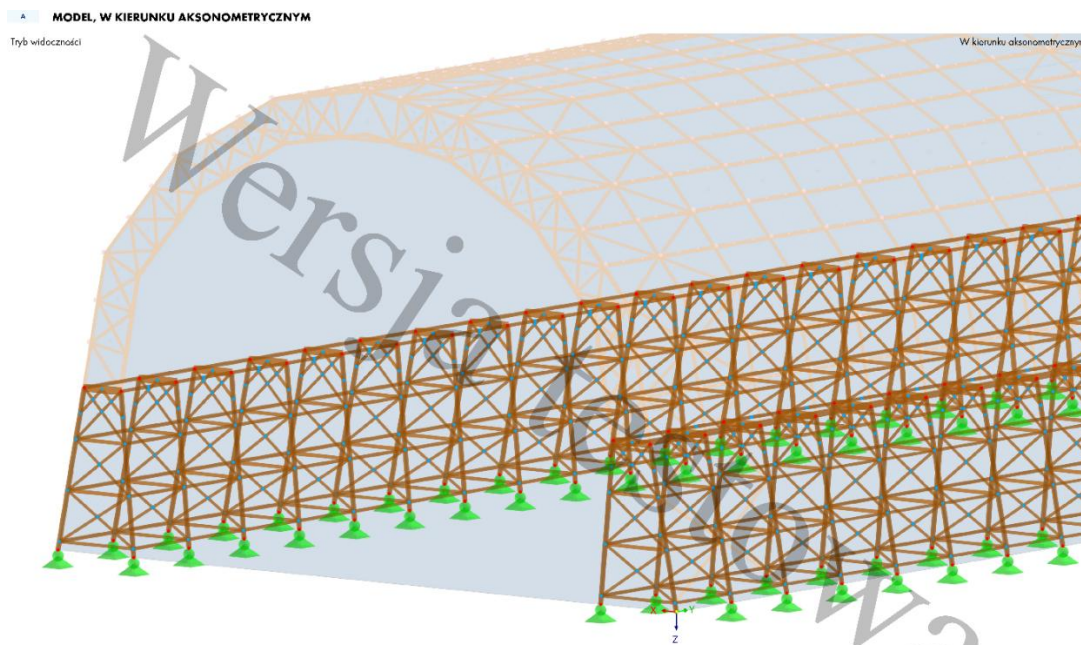


Rys. 4.34. Model przestrzenny 3D hangaru wraz z przyjętym schematem oparcia konstrukcji na punktach fundamentowych – widok jednej ramy. Źródło: opracowanie własne

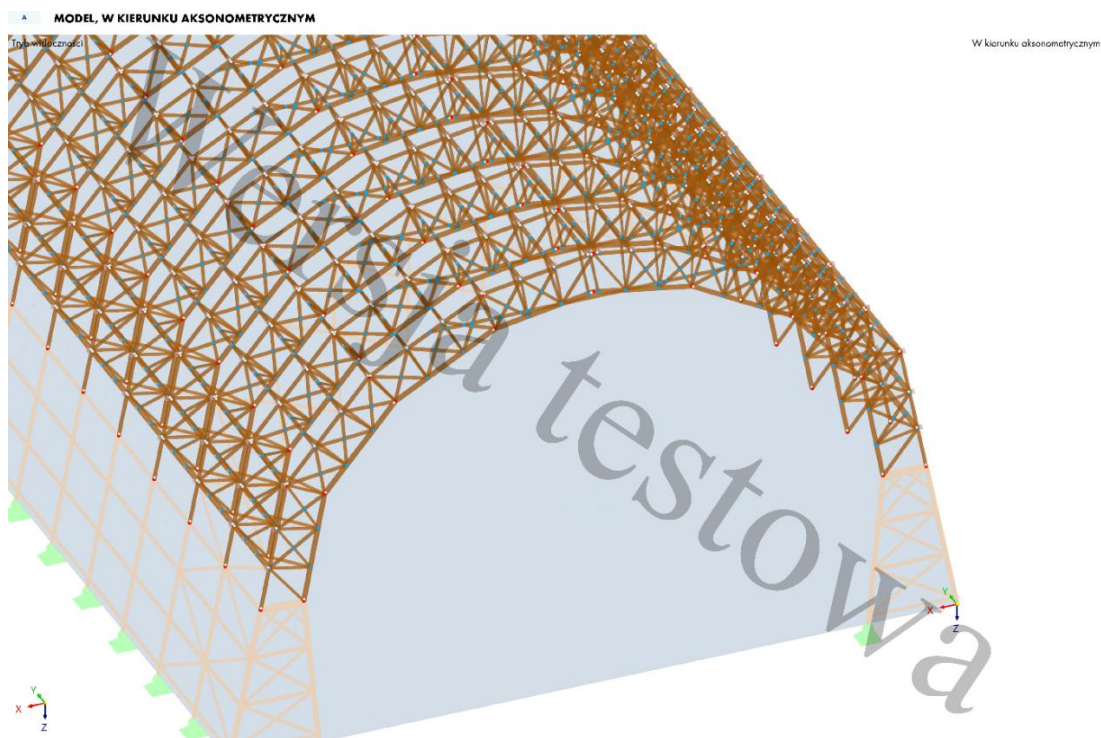
Z metodologicznego punktu widzenia model przestrzenny 3D pełni w pracy kilka funkcji. Po pierwsze, umożliwia bardziej realistyczne odwzorowanie pracy konstrukcji niż model płaski. Po drugie, pozwala sprawdzić, w jakim stopniu uproszczony model 2D prawidłowo opisuje zachowanie głównej ramy poprzecznej. Po trzecie, stanowi podstawę do dalszych analiz wariantowych, obejmujących model historyczny podstawowy, model historyczny ze współczesnymi współczynnikami bezpieczeństwa oraz model współczesny normowy. Z tego względu model 3D ma znaczenie nie tylko pomocnicze, lecz kluczowe dla dalszej części pracy.

Należy jednak zaznaczyć, że większa złożoność modelu przestrzennego wiąże się z trudniejszą interpretacją wyników niż w przypadku modelu płaskiego. W modelu 2D zależności pomiędzy obciążeniem, deformacją i rozkładem sił wewnętrznych są bardziej przejrzyste, natomiast model 3D lepiej odwzorowuje rzeczywisty charakter pracy konstrukcji. Oba modele należy więc traktować jako komplementarne. Model płaski pozwala analizować podstawowy mechanizm pracy głównego układu poprzecznego, natomiast model przestrzenny umożliwia ocenę wpływu współpracy całej konstrukcji na wyniki obliczeń. Dla pełniejszego zobrazowania szczegółowości opracowanego modelu przestrzennego przedstawiono również wybrane fragmenty ustroju konstrukcyjnego. Rys. 4.35. ukazuje dolną część konstrukcji, obejmującą

koziół nośny wraz z elementami usztywniającymi i strefą podparcia. Fragment ten miał istotne znaczenie zarówno z punktu widzenia poprawnego odwzorowania geometrii historycznej, jak i właściwego przyjęcia warunków podparcia modelu obliczeniowego. Na rys. 4.36. przedstawiono natomiast górną, łukową część konstrukcji, która stanowi zasadniczy element nośny przekrycia hangaru i decyduje o jego charakterystycznej formie geometrycznej.



Rys. 4.35. Wyeksponowany fragment modelu 3D obejmujący dolny układ nośny hangaru (koziół) wraz z elementami stężającymi i strefą podparcia. Źródło: opracowanie własne



Rys. 4.36. Wyeksponowany fragment modelu 3D hangaru obejmujący górną część ustroju nośnego hangaru - część łukową konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

Podsumowując, model przestrzenny 3D konstrukcji stanowi rozwinięcie uproszczonego modelu płaskiego 2D i umożliwia pełniejsze odwzorowanie pracy historycznego hangaru jako ustroju przestrzennego. Jego zastosowanie pozwala uchwycić wpływ elementów podłużnych, stężeń i współpracy kolejnych ram poprzecznych na zachowanie całej budowli. W dalszych podrozdziałach model ten będzie stanowił podstawę do analizy poszczególnych wariantów obliczeniowych, obejmujących warunki historyczne, współczesne oraz porównawcze.

4.6. Model historyczny podstawowy konstrukcji

Model historyczny podstawowy konstrukcji stanowi pierwszy zasadniczy wariant obliczeniowy przyjęty do dalszej analizy pracy hangaru. Jego celem było możliwie wierne odtworzenie warunków, w jakich obiekt mógł być pierwotnie projektowany i oceniany przez ówczesnych inżynierów. W odróżnieniu od modeli opartych na współczesnych procedurach normowych wariant ten nie służy bezpośrednio do oceny konstrukcji według aktualnych wymagań projektowych, lecz do odtworzenia historycznej logiki obliczeniowej. Pozwala on sprawdzić, jak rekonstruowany obiekt zachowuje się przy obciążeniach i założeniach odpowiadających epoce jego powstania. Podstawą jego zdefiniowania były: odtworzona geometria, układ konstrukcyjny hangaru oraz historyczne wartości obciążeń przyjęte do modelu pierwotnego, przedstawione w rozdziale 4.2.5. W modelu historycznym podstawowym przyjęto, że konstrukcja hangaru jest analizowana w możliwie pierwotnej postaci.

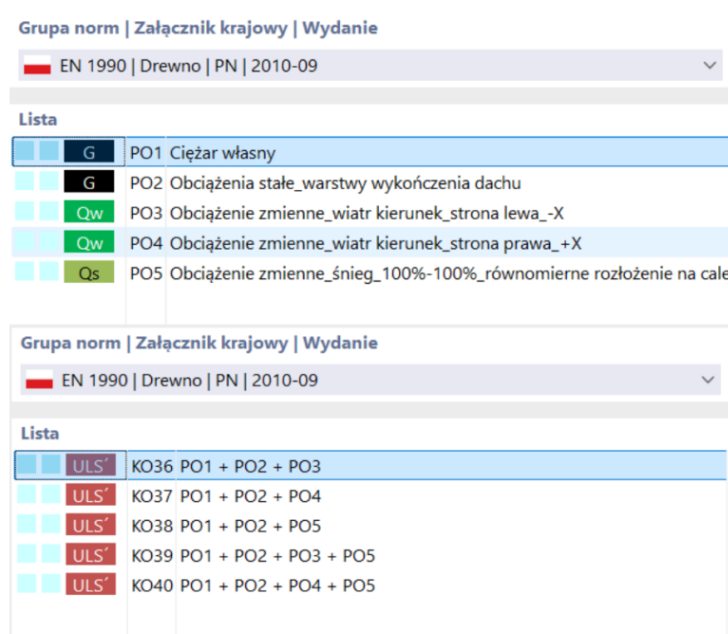
Nie wprowadzano współczesnych współczynników częściowych dla materiałów i oddziaływań ani nie stosowano automatycznego generatora kombinacji obciążeń w programie RFEM 6. Narzędzie to odpowiada współczesnej procedurze normowej i nie odtwarza historycznego sposobu projektowania konstrukcji. Z tego względu analizę prowadzono na poziomie ręcznie zdefiniowanych układów obciążeń. Obejmowały one ciężar własny konstrukcji, historyczne stałe obciążenia od pierwotnych warstw dachu oraz podstawowe oddziaływania klimatyczne wynikające bezpośrednio ze źródła [L1], tj. historyczne obciążenie śniegiem i historyczne obciążenie wiatrem. Takie podejście pozwala uzyskać możliwie bezpośrednie wartości sił wewnętrznych, reakcji podporowych i przemieszczeń wynikające z historycznych założeń obliczeniowych. W modelu tym historyczne obciążenie śniegiem przyjęto jako równomiernie rozłożone oddziaływanie działające na poziomy rzut połaci dachowej. W przeciwieństwie do współczesnej analizy normowej nie rozpatrywano wariantów asymetrycznego zalegania pokrywy śnieżnej

ani zjawiska zsuwania się śniegu z połaci łukowej. Historyczne oddziaływanie wiatru przyjęto natomiast jako obciążenie globalne o uproszczonym charakterze, zgodne z zapisem źródłowym, bez współczesnego strefowania parcia i ssania na elewacjach oraz bez dodatkowej interpretacji aerodynamicznej. Tym samym model historyczny podstawowy odpowiada dawnemu sposobowi rozumienia oddziaływań klimatycznych, a nie ich współczesnej interpretacji normowej. W programie RFEM 6 model historyczny podstawowy zdefiniowano jako zestaw ręcznie utworzonych przypadków i kombinacji obciążeń, przy współczynnikach równych 1,0. Przyjęto osobno przypadek ciężaru własnego konstrukcji i historycznych stałych warstw dachu z historycznym obciążeniem śniegiem oraz dwa przypadki ciężaru własnego konstrukcji i historycznych stałych warstw dachu z historycznym obciążeniem wiatru działającym z przeciwnych kierunków. Nie przyjmowano natomiast łącznego działania historycznego śniegu i wiatru jako podstawowej kombinacji obliczeniowej, ponieważ materiał źródłowy [L1] nie daje podstaw do odtwarzania współczesnej logiki kombinacyjnej. Historyczne projektowanie opierało się na prostszych, bezpośrednich układach oddziaływań. Schemat przyjętych obciążeń zdefiniowanych w środowisku programu RFEM 6 przedstawiono na rys. 4.37, natomiast ręcznie zdefiniowane kombinacje obciążeń utworzone dla modelu historycznego podstawowego pokazano na rys. 4.38.

3 Obciążenia									
3.1 PO2 - Obciążenia stałe_warstwy wykończenia dachu									
3.1.1 OBCIĄŻENIA POWIERZCHNIOWE PO2: Obciążenia stałe_w...									
Load Nr	Powierzchnie Nr	Typ obciążenia	Rozkład obciążenia	Układ współrz.	Kierunek obciążenia	Symbol	Parametry	Wartość	Jednostka
1	3-8	Sila	Równomierny	1	Z _x	p		0.20	kN/m ²
3.2 PO3 - Obciążenie zmienne_wiatr kierunek_strona lewa_X									
3.2.1 OBCIĄŻENIA POWIERZCHNIOWE PO3: Obciążenie zmienne...									
Load Nr	Powierzchnie Nr	Typ obciążenia	Rozkład obciążenia	Układ współrz.	Kierunek obciążenia	Symbol	Parametry	Wartość	Jednostka
1	7	Sila	Równomierny	1	X _a	p		-1.18	kN/m ²
2	7	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		0.21	kN/m ²
3	6	Sila	Równomierny	1	X _a	p		-1.18	kN/m ²
4	9	Sila	Równomierny	1	X _a	p		-1.18	kN/m ²
5	8	Sila	Równomierny	1	X _a	p		-1.18	kN/m ²
6	6	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		0.21	kN/m ²
7	8	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		0.21	kN/m ²
8	9	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		0.21	kN/m ²
9	35	Sila	Równomierny	1	X _a	p		-1.18	kN/m ²
10	35	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		0.21	kN/m ²
3.3 PO4 - Obciążenie zmienne_wiatr kierunek_strona prawa_X									
3.3.1 OBCIĄŻENIA POWIERZCHNIOWE PO4: Obciążenie zmienne...									
Load Nr	Powierzchnie Nr	Typ obciążenia	Rozkład obciążenia	Układ współrz.	Kierunek obciążenia	Symbol	Parametry	Wartość	Jednostka
1	1-3,5	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		0.21	kN/m ²
2	1-5	Sila	Równomierny	1	X _a	p		1.18	kN/m ²
3	4	Sila	Równomierny	1	Z _a	p		1.18	kN/m ²
3.4 PO5 - Obciążenie zmienne_śnieg_100%-100%_równomierne rozłożenie na całej po									
3.4.1 OBCIĄŻENIA POWIERZCHNIOWE PO5: Obciążenie zmienne...									
Load Nr	Powierzchnie Nr	Typ obciążenia	Rozkład obciążenia	Układ współrz.	Kierunek obciążenia	Symbol	Parametry	Wartość	Jednostka
1	3-8	Sila	Równomierny	1	Z _s	p		0.75	kN/m ²

Rys. 4.37. Schemat przyjętych obciążeń zdefiniowanych w środowisku programu RFEM 6.

Źródło: opracowanie własne



Rys. 4.38. Ręcznie zdefiniowane kombinacje obciążeń utworzonych w programie RFEM 6.
Źródło: opracowanie własne

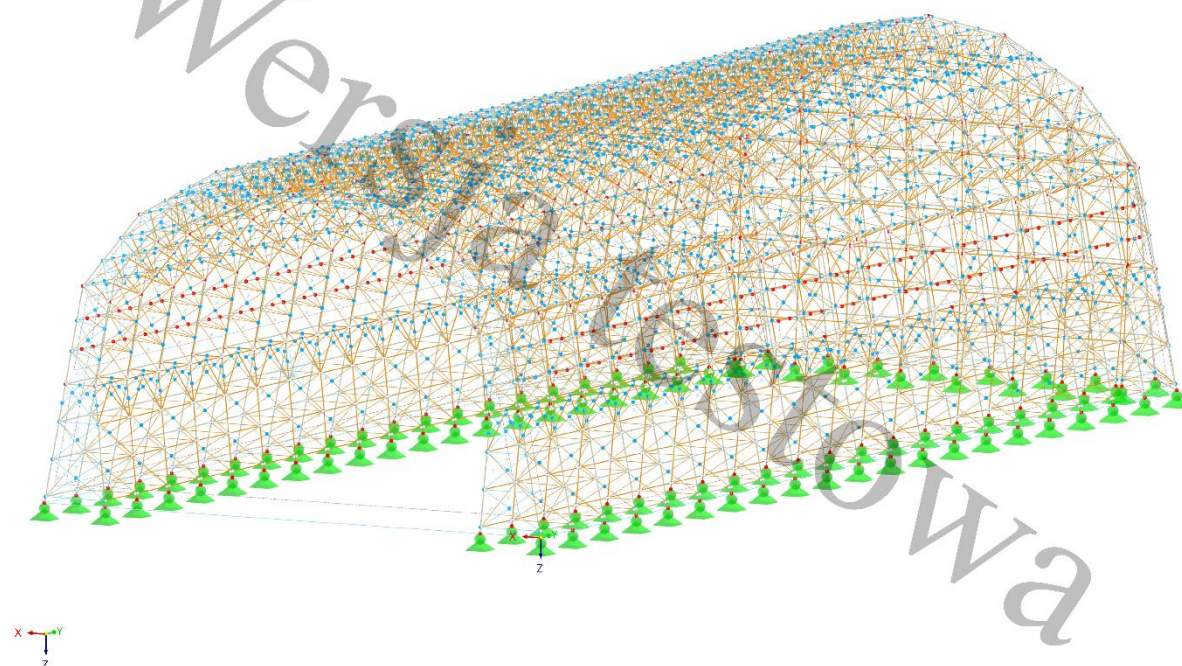
W analizowanym wariantcie zasadnicze kombinacje obciążeń obejmowały:

- ciężar własny konstrukcji i historyczne stałe warstwy dachu z historycznym obciążeniem śniegiem,
- ciężar własny konstrukcji i historyczne stałe warstwy dachu z historycznym obciążeniem wiatru z pierwszego kierunku,
- ciężar własny konstrukcji i historyczne stałe warstwy dachu z historycznym obciążeniem wiatru z kierunku przeciwnego.

Tak zdefiniowany układ kombinacji pozwala na bezpośrednią ocenę pracy konstrukcji pod wpływem podstawowych oddziaływań historycznych, bez nakładania późniejszych współczesnych procedur bezpieczeństwa. Ogólny widok modelu historycznego podstawowego konstrukcji w środowisku programu RFEM 6 przedstawiono na rys. 4.39. Dodatkowo na rys. 4.40 pokazano historyczne obciążenie od warstw wykończenia dachu, natomiast przykładowe historyczne przypadki obciążeń odpowiadające śniegowi i wiatrowi przedstawiono odpowiednio na rys. 4.41 i rys. 4.42.

A MODEL, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

W kierunku aksonometrycznym

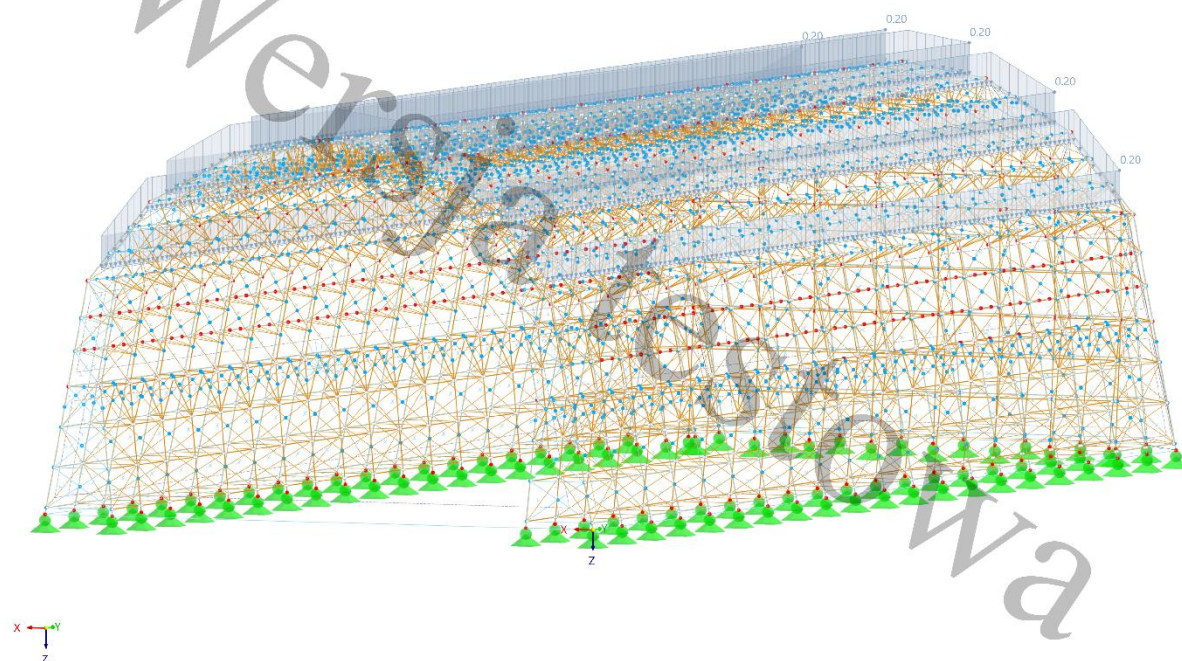


Rys. 4.39. Model historyczny podstawowy konstrukcji hangaru w RFEM 6- widok ogólny.
Źródło: opracowanie własne

A PO2: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO2 - Obciążenia stałe_warstwy wykończenia dachu
Obciążenia [kN/m²]

W kierunku aksonometrycznym



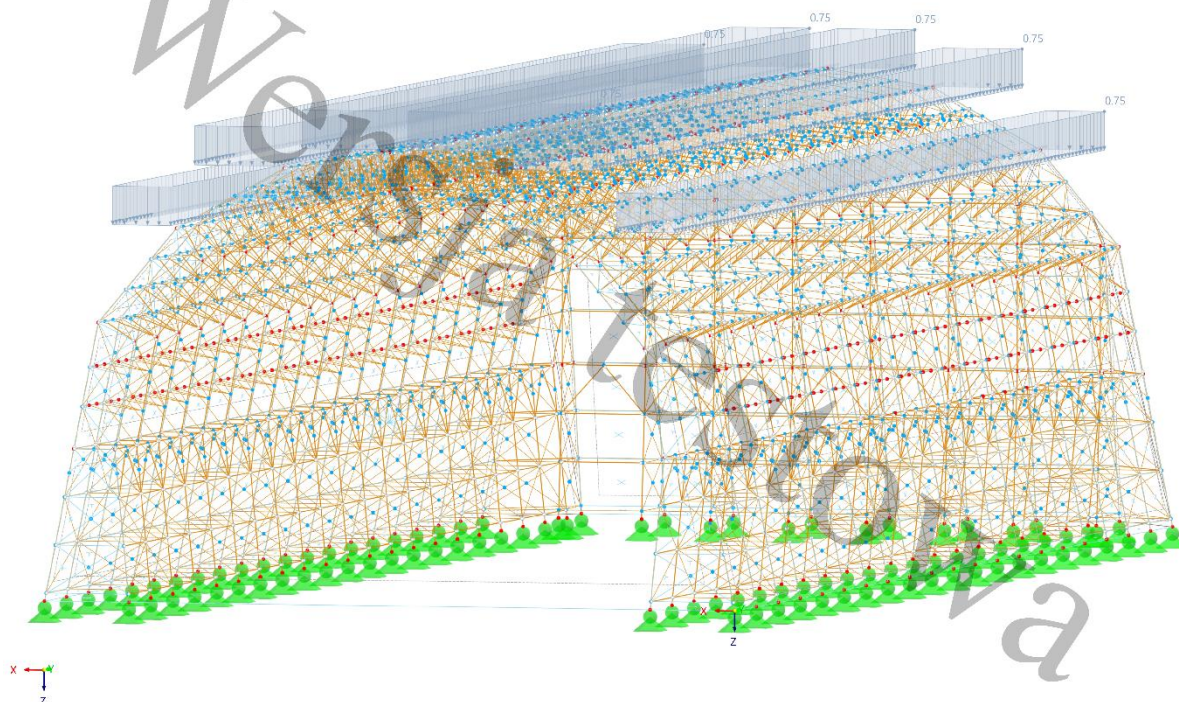
Rys. 4.40. Historyczne obciążenie od warstw wykończenia dachu przyjęte w modelu historycznym podstawowym konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIALEGOSTOKU

A PO6: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO6 - Obciążenie zmienne_śnieg_100%-100%-równomierne rozłożenie na całej powierzchni
Obciążenia [kN/m²]

W kierunku aksonometrycznym

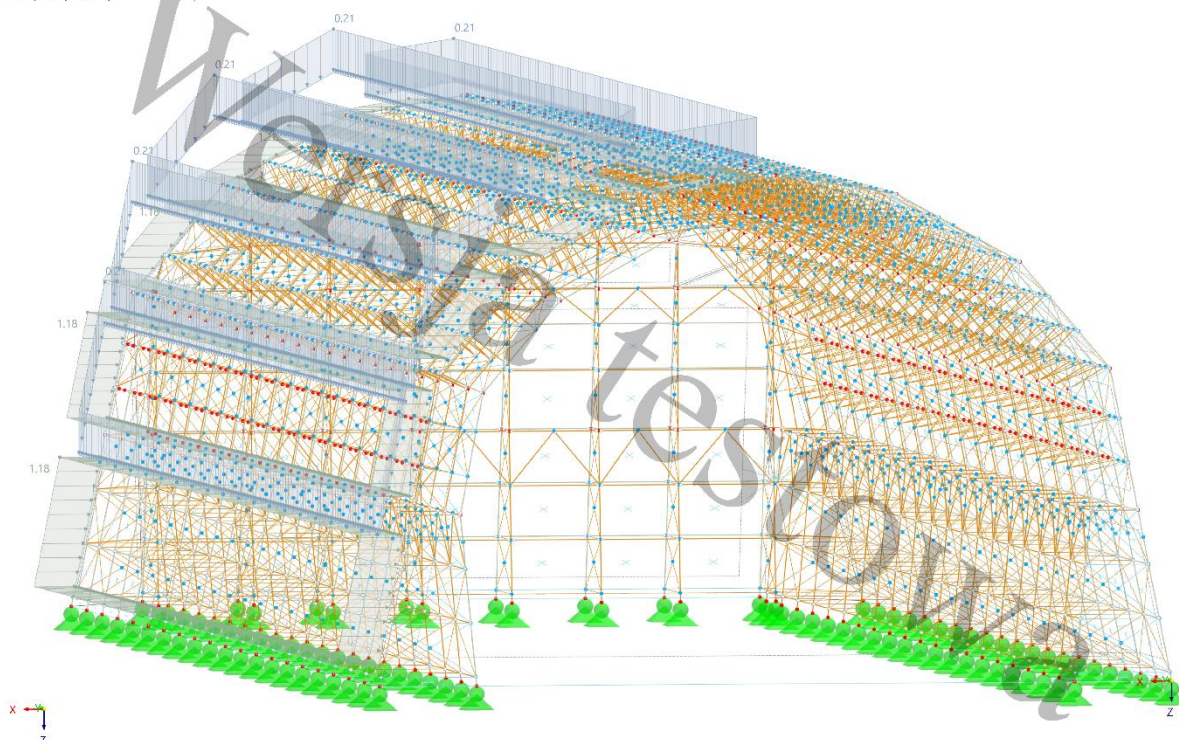


Rys. 4.41. Historyczne obciążenie śniegiem przyjęte w modelu historycznym podstawowym konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

A PO4: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO4 - Obciążenie zmienne_wiatr_kierunek_strona lewa_X
Obciążenia [kN/m²]

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.42. Historyczne obciążenie wiatrem przyjęte w modelu historycznym podstawowym konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

Model historyczny podstawowy został zbudowany na bazie wcześniej opracowanych modeli geometrycznych, z zachowaniem tych samych podstawowych wymiarów, relacji przestrzennych oraz zasad idealizacji konstrukcji. Nie tworzone zatem nowej geometrii obiektu, lecz wykorzystano istniejący model konstrukcyjny jako podstawę do zdefiniowania odrębnego wariantu obliczeniowego. Różnił się on przede wszystkim zakresem przyjętych oddziaływań oraz sposobem interpretacji bezpieczeństwa konstrukcji. Dzięki temu możliwe było zachowanie porównywalności pomiędzy modelem historycznym podstawowym a modelami analizowanymi później według współczesnych założeń normowych. Dla uporządkowania przyjętych założeń modelu historycznego podstawowego ich podstawowe cechy zestawiono w Tabeli 4.9. Tabela ta obejmuje rodzaj modelu, charakter przyjętych obciążeń, sposób definiowania kombinacji oraz główny cel zastosowania wariantu historycznego podstawowego w dalszej części pracy.

Tabela 4.9. Podstawowe cechy modelu historycznego podstawowego konstrukcji

Cecha modelu	Przyjęte rozwiązanie	Uwagi
Charakter modelu	historyczny podstawowy	wariant odniesienia dla dalszych analiz
Geometria	zgodna z rekonstrukcją historyczną	bez zmian względem przyjętego modelu konstrukcyjnego
Układ nośny	zgodny z odtworzonym układem historycznym	drewno z historyczną logiką pracy konstrukcji
Obciążenie śniegiem	historyczne, równomierne	bez wariantów asymetrycznych
Obciążenie wiatrem	historyczne, globalne	bez współczesnego strefowania aerodynamicznego
Kombinacje obciążeń	ręcznie definiowane	bez generatora kombinacji RFEM 6
Współczynniki bezpieczeństwa	nieprzyjmowane w pełnej współczesnej postaci	współczynniki równe 1,0
Cel modelu	ocena pracy konstrukcji w warunkach historycznych	podstawa analizy w rozdziale 5.2

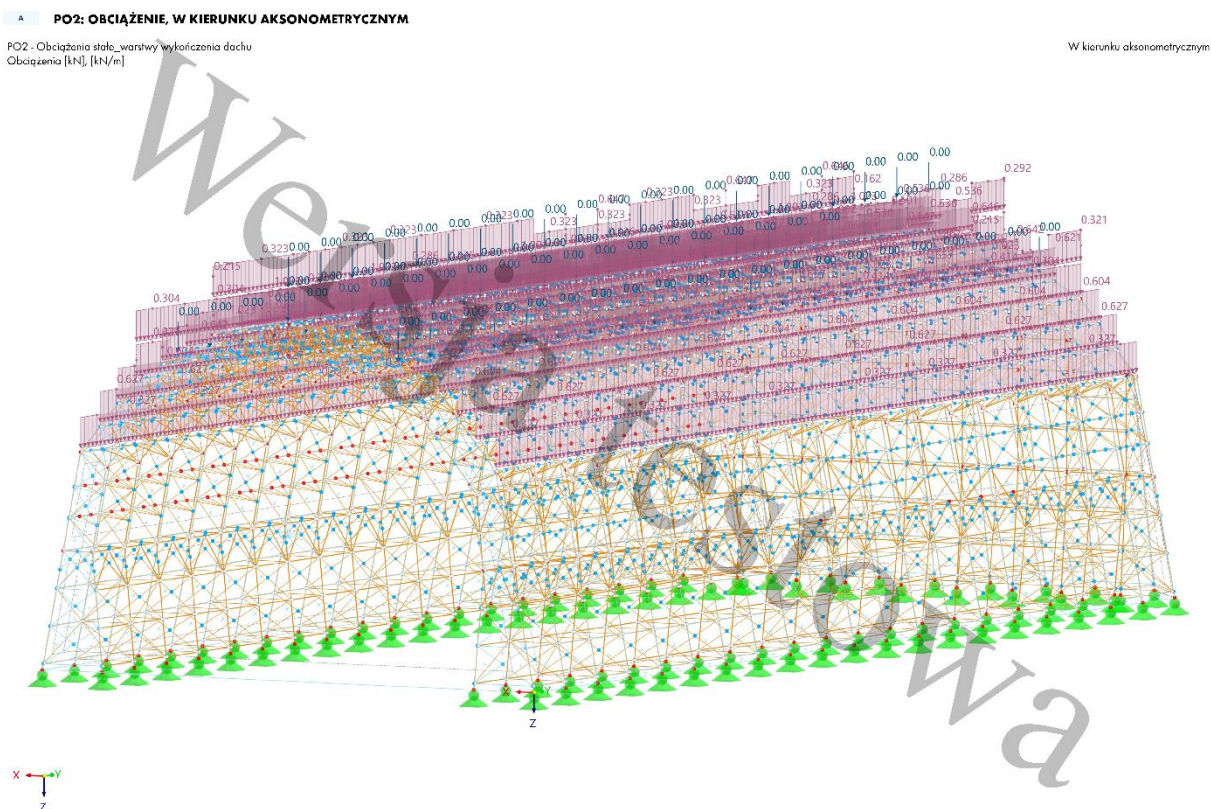
Podsumowując, model historyczny podstawowy konstrukcji stanowi kluczowy wariant obliczeniowy służący do analizy pracy hangaru w warunkach możliwie zbliżonych do tych, dla których obiekt był pierwotnie projektowany. Jego znaczenie polega na tym, że umożliwia odtworzenie historycznego porządku obliczeniowego i stanowi punkt wyjścia do dalszych porównań z modelami wykorzystującymi współczesne współczynniki bezpieczeństwa oraz aktualne oddziaływania normowe.

4.7. Model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa

Kolejnym wariantem obliczeniowym przyjętym w pracy był model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Wariant ten stanowi rozwinięcie modelu historycznego podstawowego przedstawionego w rozdziale 4.6. Zachowano w nim tę samą geometrię obiektu, ten sam odtworzony układ nośny oraz ten sam zestaw historycznych obciążeń wynikających z materiału źródłowego [L1]. Zasadnicza różnica polega na sposobie interpretacji bezpieczeństwa obliczeniowego. W modelu historycznym podstawowym analizę prowadzono bez stosowania współczesnych współczynników częściowych i bez dodatkowych kombinacji normowych. W niniejszym wariantcie historyczne obciążenia poddano już ocenie zgodnej ze współczesną filozofią bezpieczeństwa. Dzięki temu możliwe było określenie, jak duży wpływ na wyniki ma samo wprowadzenie współczesnych współczynników obliczeniowych, przy zachowaniu niezmięnionej geometrii oraz historycznych wartości oddziaływań. Wprowadzenie tego wariantu miało istotne znaczenie metodologiczne. Pozwala ono oddzielić wpływ samych historycznych wartości obciążeń od wpływu współczesnej procedury obliczeniowej. Dzięki temu można ustalić, czy ewentualne różnice w ocenie pracy konstrukcji wynikają przede wszystkim z wielkości przyjętych oddziaływań, czy raczej ze zmiany sposobu ich interpretacji oraz z odmiennego podejścia do bezpieczeństwa. Model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa stanowi zatem wariant pośredni pomiędzy modelem w pełni historycznym a modelem współczesnym normowym, który zostanie omówiony w dalszej części pracy.

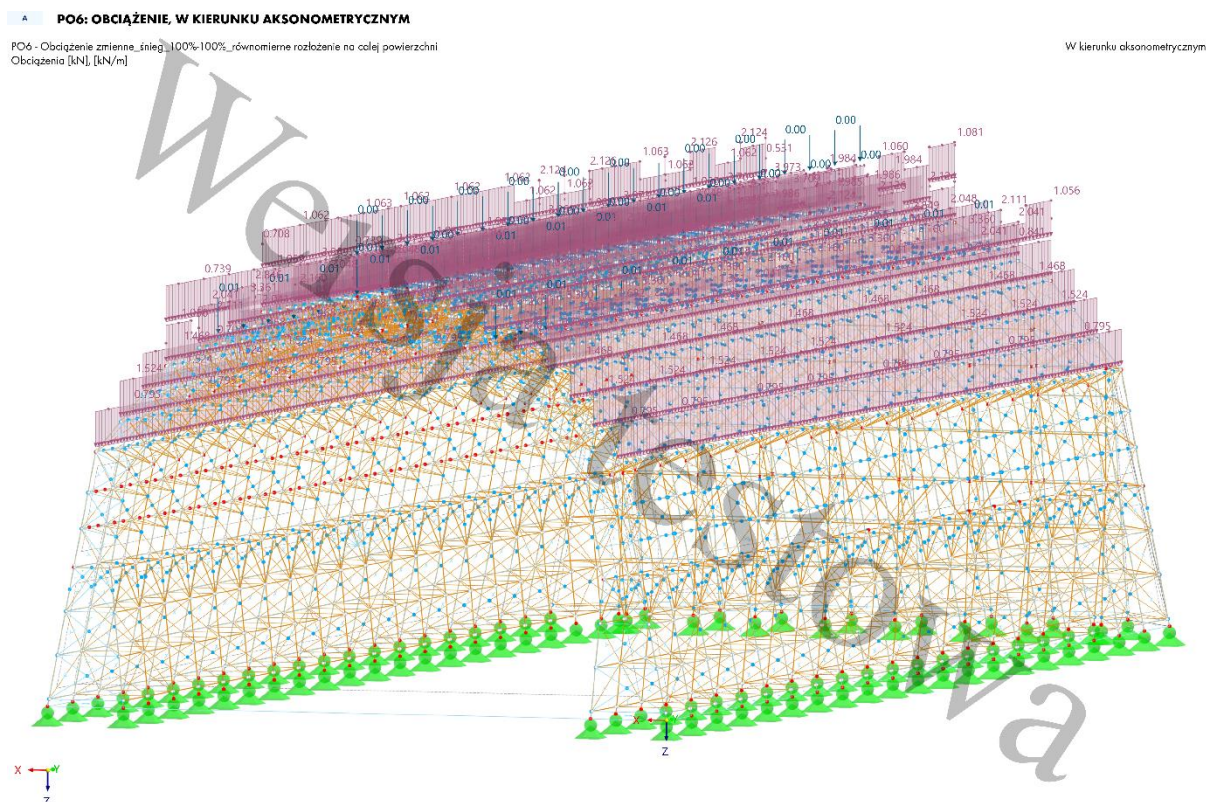
W modelu tym zachowano historycznie odtworzoną geometrię hangaru oraz układ konstrukcyjny przyjęty wcześniej dla modeli 2D i 3D. Nie zmieniano podstawowych wymiarów obiektu, sposobu idealizacji elementów nośnych ani historycznej logiki układu konstrukcyjnego. Zmianie uległ natomiast sposób traktowania obciążeń i parametrów materiałowych w obliczeniach. Historyczne obciążenia śniegiem i wiatrem, wcześniej przyjęte jako oddziaływania odpowiadające pierwotnemu projektowaniu obiektu, zostały w tym wariantcie potraktowane jako wartości wejściowe oceniane z wykorzystaniem współczesnych współczynników częściowych oraz współczesnej procedury sprawdzania nośności i użyteczności. Dzięki temu model nie traci swojej tożsamości geometrycznej i źródłowej, ale zostaje poddany bardziej rygorystycznej interpretacji obliczeniowej. Zastosowanie współczesnych współczynników bezpieczeństwa oznacza w praktyce przejście od historycznego, bardziej bezpośredniego rozumienia obciążeń i wytrzymałości materiału

do współczesnego podejścia normowego. W podejściu tym zarówno oddziaływania, jak i właściwości materiałowe są odpowiednio modyfikowane w celu zapewnienia wymaganego poziomu niezawodności konstrukcji. W odniesieniu do odtwarzanego hangaru ma to szczególne znaczenie, ponieważ pozwala zbadać, czy konstrukcja analizowana przy historycznych obciążeniach mogłaby zostać oceniona pozytywnie również w świetle dzisiejszych zasad bezpieczeństwa. Innymi słowy, model ten nie odpowiada na pytanie, jak obiekt zaprojektowano w przeszłości, lecz jak należałoby ocenić tę samą konstrukcję przy współczesnym poziomie wymagań. Pod względem obliczeniowym model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa został zdefiniowany na bazie tego samego modelu geometrycznego co wariant historyczny podstawowy. Odrębność tego wariantu wynika więc nie z innego odwzorowania ustroju nośnego, lecz z przyjęcia współczesnego sposobu uwzględniania współczynników częściowych dla obciążeń i materiału. Rozwiązanie to pozwala na bezpośrednie porównanie obu wariantów bez ryzyka, że różnice w wynikach będą wynikały ze zmiany geometrii, schematu statycznego lub układu elementów. Ogólny widok modelu historycznego z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa przedstawiono na rys. 4.43.



Rys. 4.43. Model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa w programie RFEM 6 - widok ogólny. Źródło: opracowanie własne

W analizowanym wariantcie zachowano historyczny charakter oddziaływań, obejmujących obciążenie śniegiem oraz wiatrem wynikające ze źródła [L1], natomiast ich dalsza interpretacja obliczeniowa została podporządkowana współczesnemu podejściu normowemu. Oznacza to, że historyczne wartości obciążeń nie zostały zastąpione współczesnymi oddziaływaniami normowymi, lecz poddano je ocenie przy wykorzystaniu współczesnej procedury bezpieczeństwa. Taki zabieg ma istotne znaczenie badawcze, ponieważ umożliwia ocenę wpływu samej zmiany filozofii projektowania przy zachowaniu tej samej konstrukcji oraz tego samego źródłowego zestawu oddziaływań. W modelu tym wykorzystano historyczne przypadki obciążeń jako podstawę do definiowania sytuacji obliczeniowych, jednak ich udział w analizie podporządkowano współczesnym zasadom bezpieczeństwa. W konsekwencji wariant ten stanowi bardziej rygorystyczną wersję modelu historycznego podstawowego. Graficzne przedstawienie historycznego obciążenia śniegiem oraz historycznego oddziaływania wiatru analizowanych przy współczesnej interpretacji bezpieczeństwa przedstawiono odpowiednio na rys. 4.44 i rys. 4.45.

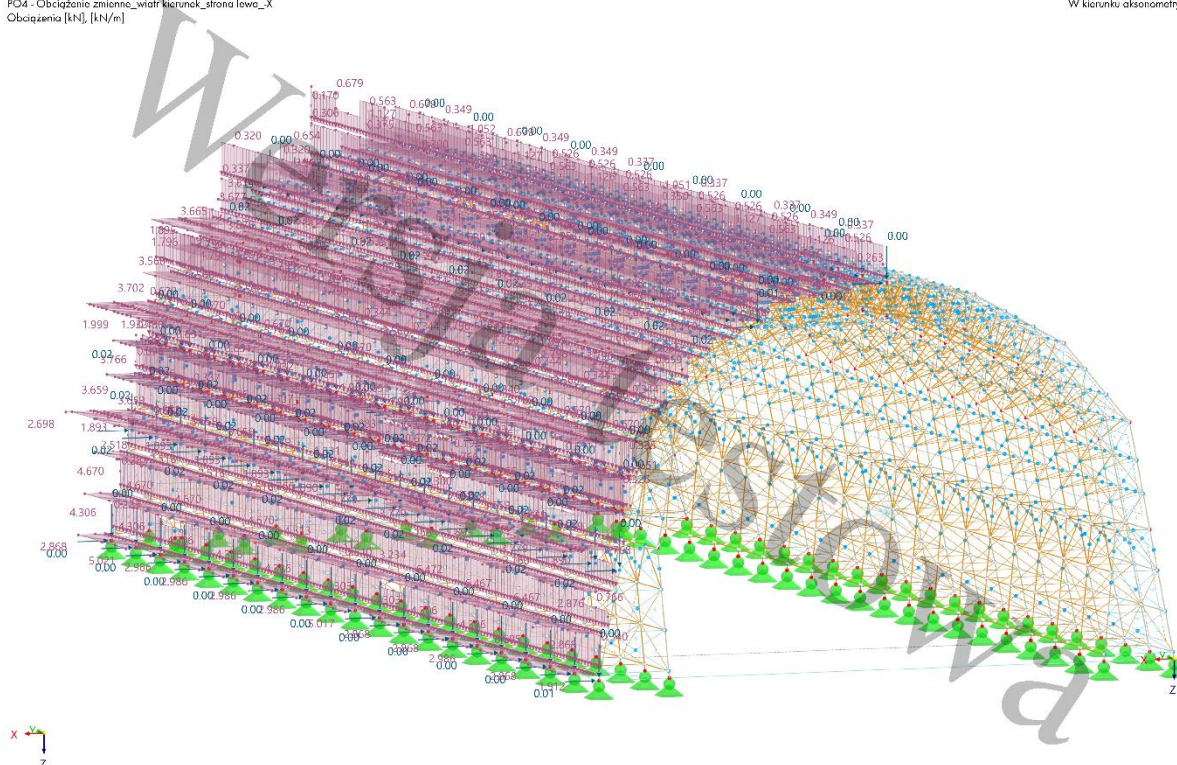


Rys. 4.44. Historyczne obciążenie śniegiem uwzględnione w modelu historycznym z zastosowaniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Źródło: opracowanie własne

A PO4: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO4 - Obciążenie zmienne_wiatr_kierunek_strona lewa_X
Obciążenia [kN], [kN/m]

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.45. Historyczne obciążenie wiatrem uwzględnione w modelu historycznym z zastosowaniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Źródło: opracowanie własne

Z punktu widzenia interpretacji wyników model ten ma szczególne znaczenie, ponieważ pozwala ocenić, jaka część różnicy pomiędzy wariantem historycznym a współczesnym wynika wyłącznie z przyjęcia współczesnych współczynników bezpieczeństwa. W praktyce stanowi więc narzędzie do rozdzielenia dwóch efektów: wpływu współczesnych wartości obciążeń oraz wpływu współczesnego poziomu bezpieczeństwa obliczeniowego. Dzięki temu możliwe jest lepsze zrozumienie, na ile historyczna konstrukcja była zbliżona do współczesnych wymagań, a na ile różnice wynikają z zaostżenia procedur obliczeniowych. Dla uporządkowania przyjętych założeń modelu historycznego z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa ich podstawowe cechy zestawiono w Tabeli 4.10. Tabela ta pokazuje, że mimo zachowania historycznej geometrii i historycznych obciążeń model ten nie jest już wariantem czysto historycznym, lecz stanowi formę pośrednią pomiędzy rekonstrukcją historyczną a współczesną oceną konstrukcji.

Tabela 4.10. Podstawowe cechy modelu historycznego z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa

Cecha modelu	Przyjęte rozwiązanie	Uwagi
Charakter modelu	historyczno-współczesny	wariant pośredni pomiędzy modelem historycznym a współczesnym normowym
Geometria	zgodna z rekonstrukcją historyczną	bez zmian względem modelu historycznego podstawowego
Reprezentacja obliczeniowa	model 2D i model 3D	zachowanie porównywalności z poprzednim wariantem
Układ nośny	zgodny z odtworzonym układem historycznym	bez zmian geometrycznych i materiałowo-konstrukcyjnych
Obciążenie śniegiem	historyczne	zgodnie z 4.2.5
Obciążenie wiatrem	historyczne	zgodnie z 4.2.5
Współczynniki bezpieczeństwa	współczesne	przyjęte zgodnie z aktualną filozofią bezpieczeństwa konstrukcji
Cel modelu	ocena wpływu współczesnych współczynników bezpieczeństwa na zachowanie konstrukcji historycznej	podstawa analizy w rozdziale 5.3

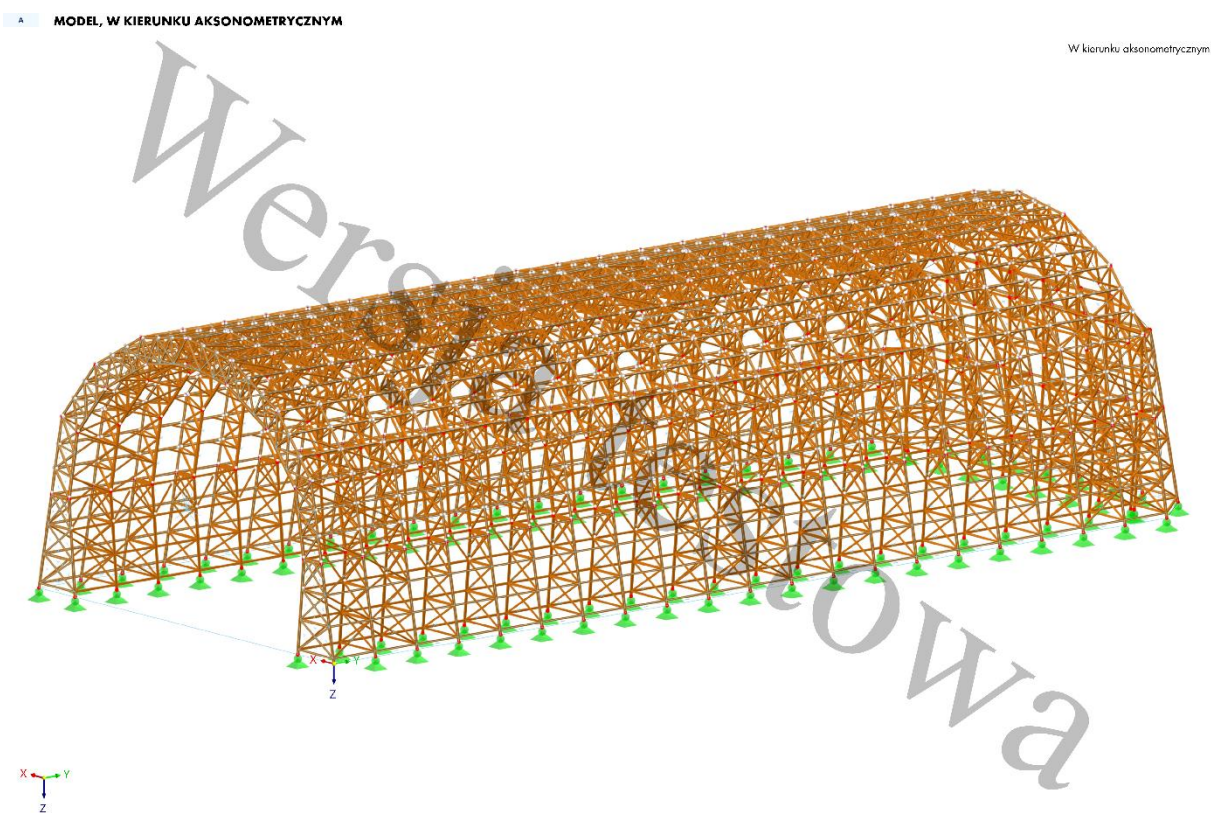
Należy przy tym podkreślić, że model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa nie jest jeszcze modelem współczesnym normowym w pełnym znaczeniu tego pojęcia. Nadal opiera się on na historycznych wartościach obciążeń, a nie na oddziaływaniach wyznaczonych według aktualnych norm klimatycznych i użytkowych. Model ten należy więc rozumieć jako etap pośredni, który pozwala stopniowo przejść od historycznej rekonstrukcji do współczesnej oceny konstrukcji. Dopiero w kolejnym podrozdziale przedstawiony zostanie model współczesny normowy, uwzględniający zarówno aktualne wartości oddziaływań, jak i współczesną procedurę bezpieczeństwa.

Podsumowując, model historyczny z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa stanowi istotny wariant analityczny pozwalający zbadać wpływ współczesnej interpretacji bezpieczeństwa na ocenę historycznie odtworzonej konstrukcji. Dzięki zachowaniu tej samej geometrii i tych samych historycznych obciążeń co w modelu podstawowym umożliwia on bezpośrednie porównanie obu wariantów i wyodrębnienie wpływu samych współczynników bezpieczeństwa na wyniki obliczeń. W dalszej części pracy wariant ten będzie stanowił podstawę do analizy różnic pomiędzy historycznym a współczesnym podejściem do projektowania konstrukcji drewnianych.

4.8. Model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru

Model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru stanowi najbardziej rozbudowany wariant obliczeniowy przyjęty w niniejszej pracy. W odróżnieniu od modelu historycznego podstawowego oraz modelu historycznego z uwzględnieniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa wariant ten nie opiera się już na historycznych wartościach oddziaływań, lecz na obciążeniach wyznaczonych zgodnie z aktualnymi zasadami normowymi. Oznacza to, że w modelu tym zastosowano pełny współczesny porządek obliczeniowy, obejmujący zarówno aktualne oddziaływania stałe, użytkowe i klimatyczne, jak również współczesną filozofię bezpieczeństwa konstrukcji. Celem wprowadzenia tego wariantu było określenie, w jaki sposób odtworzona historyczna konstrukcja hangaru zachowywałaby się przy ocenie prowadzonej zgodnie z dzisiejszymi wymaganiami inżynierskimi. Model ten nie służy zatem do rekonstrukcji historycznego sposobu projektowania, lecz do sprawdzenia, jak należałoby ocenić ten sam obiekt według współczesnych zasad normowych. Z metodologicznego punktu widzenia wariant ten stanowi końcowy punkt odniesienia dla wcześniejszych modeli, ponieważ zestawia historycznie odtworzoną geometrię i układ konstrukcyjny z aktualnym systemem oddziaływań i obliczeń. Podstawę do budowy modelu współczesnego normowego stanowiły dwa wcześniejsze etapy pracy. Pierwszym z nich było odtworzenie geometrii oraz układu konstrukcyjnego hangaru, obejmujące model płaski 2D i model przestrzenny 3D. Drugim było wyznaczenie współczesnych oddziaływań normowych, przedstawionych w rozdziale 4.2, obejmujących oddziaływania stałe, obciążenie użytkowe połączeń dachowej, współczesne obciążenie śniegiem oraz współczesne obciążenie wiatrem. Ten zestaw danych stanowił podstawę do zdefiniowania modelu współczesnego normowego konstrukcji. W wariantcie tym zachowano tę samą geometrię obiektu oraz ten sam odtworzony układ nośny, które przyjęto w modelach historycznych. Nie zmieniano zatem rozpiętości, wysokości, rozstawu głównych ram, przebiegu elementów podłużnych ani podstawowych założeń dotyczących konstrukcji drewnianej. Zmianie uległy natomiast oddziaływania przyłożone do modelu oraz sposób ich interpretacji. W miejsce historycznych wartości śniegu i wiatru przyjęto współczesne obciążenia wyznaczone według obowiązujących norm, uzupełnione o współczesne podejście do bezpieczeństwa obliczeniowego. Model współczesny normowy zdefiniowano w środowisku programu RFEM 6 jako wariant oparty na pełnym zestawie współczesnych przypadków obciążeń. Obejmowały one ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe od warstw wykończeniowych i elementów pomocniczych, obciążenie użytkowe połączeń

dachowej, współczesne obciążenie śniegiem oraz współczesne obciążenie wiatrem. W przeciwieństwie do modeli historycznych analizę prowadzono z uwzględnieniem współczesnych współczynników częściowych oraz aktualnej logiki kombinacji oddziaływań. Oznacza to, że model ten odzwierciedla współczesny sposób oceny konstrukcji drewnianych, a nie historyczny porządek projektowy. Ogólny widok modelu współczesnego normowego konstrukcji przedstawiono na rys. 4.46.



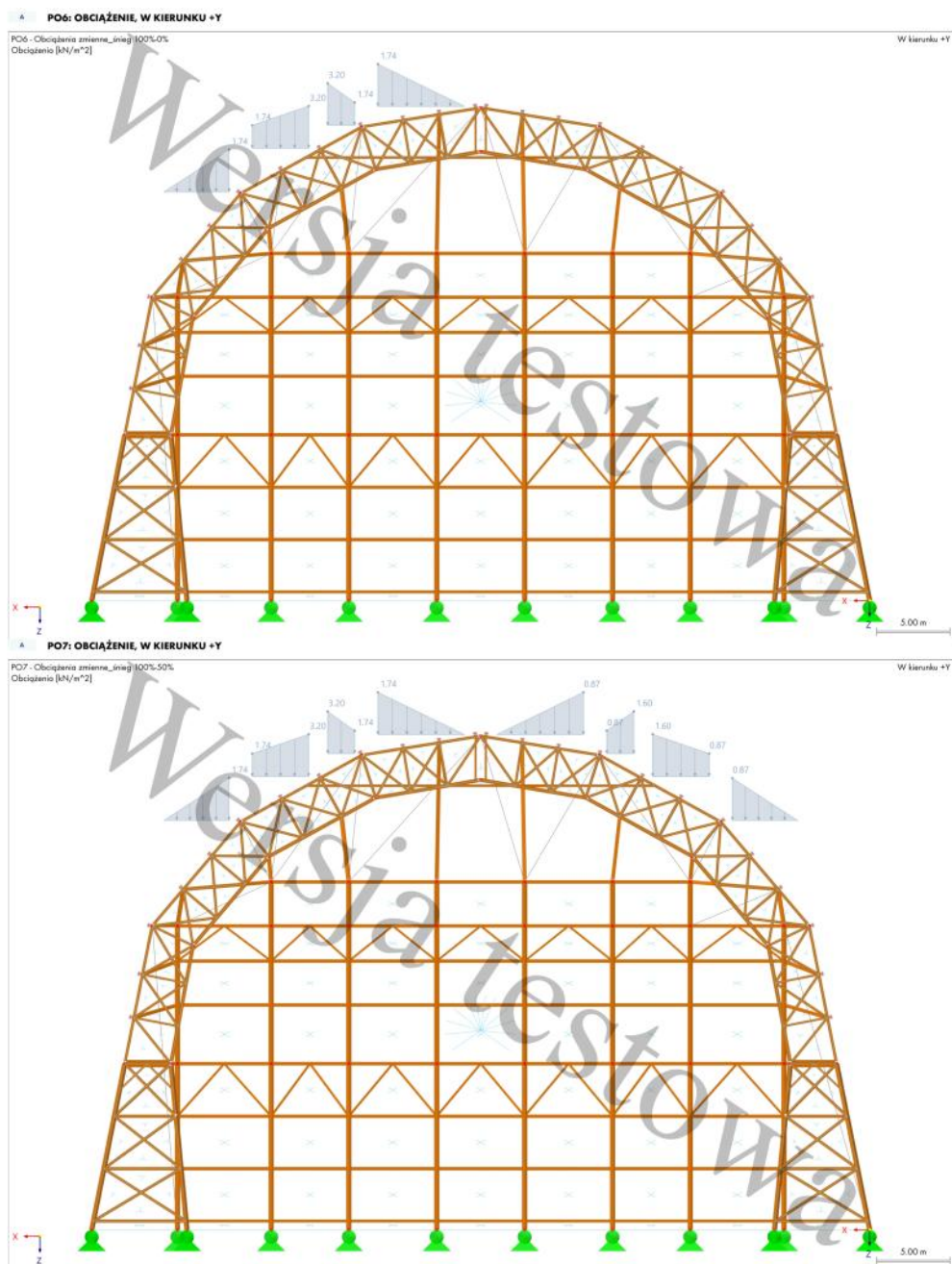
Rys. 4.46. Model współczesny normowy konstrukcji hangaru w programie RFEM 6 - widok ogólny. Źródło: opracowanie własne

Dla uporządkowania przyjętych oddziaływań podstawowe przypadki obciążeń wykorzystywane w modelu współczesnym normowym zestawiono w Tabeli 4.11. Obejmują one przypadki obciążeń stałych, użytkowych, śniegowych oraz wiatrowych zdefiniowane bezpośrednio w programie RFEM 6. Dodatkowo, jako rozszerzenie klasycznego modelu normowego, przeprowadzono analizę aerodynamiczną w środowisku RWIND, której założenia i wyniki wstępne omówiono w dalszej części podrozdziału.

Tabela 4.11. Zestawienie przypadków obciążeń przyjętych w modelu współczesnym normowym z dodatkową analizą oddziaływania wiatru

Symbol przypadku	Nazwa przypadku obciążenia	Kategoria oddziaływania	Charakter obciążenia	Uwagi
PO1	Ciężar własny	G	stałe	aktywny ciężar własny konstrukcji
PO2	Obciążenia stałe – warstwy wykończenia dachu	G	stałe	obciążenia od pokrycia i warstw dachowych
PO3	Obciążenia stałe – instalacje i wentylacja dachu	G	stałe	dodatkowe stałe wyposażenie dachu
PO4	Obciążenia zmienne – użytkowe	Q_H	zmienne użytkowe	obciążenie użytkowe połączenia dachowej
PO5	Obciążenia zmienne – śnieg 100%–100%	Q_s	zmienne klimatyczne	równomierne obciążenie śniegiem
PO6	Obciążenia zmienne – śnieg 100%–0%	Q_s	zmienne klimatyczne	asymetryczne zaleganie śniegu
PO7	Obciążenia zmienne – śnieg 100%–50%	Q_s	zmienne klimatyczne	pośredni wariant nierównomiernego zalegania śniegu
PO8	Obciążenia zmienne – wiatr lewy, kalenica, kierunek X	Q_w	zmienne klimatyczne	oddziaływanie wiatru dla jednego kierunku napływu
PO9	Obciążenia zmienne – wiatr, ściana szczytowa, kierunek Y	Q_w	zmienne klimatyczne	oddziaływanie wiatru na ścianę szczytową
PO10	Obciążenia zmienne – wiatr, ciśnienie wewnętrzne, parcie	Q_w	zmienne klimatyczne	przypadek parcia wewnętrznego
PO11	Obciążenia zmienne – wiatr, ciśnienie wewnętrzne, ssanie	Q_w	zmienne klimatyczne	przypadek ssania wewnętrznego
PO12	Obciążenia zmienne – wiatr, ściana szczytowa, kierunek -Y	Q_w	zmienne klimatyczne	oddziaływanie wiatru dla kierunku przeciwnego

W modelu zastosowano współczesne przypadki obciążeń wyznaczone wcześniej na podstawie obowiązujących norm. Obejmowały one oddziaływania stałe, obciążenie użytkowe połączenia dachowej, współczesne obciążenie śniegiem oraz współczesne obciążenie wiatrem. Wszystkie te przypadki były interpretowane zgodnie z aktualną filozofią bezpieczeństwa konstrukcji oraz zasadami współczesnej kombinacji oddziaływań. Graficzne przedstawienie współczesnego obciążenia śniegiem oraz współczesnego obciążenia wiatrem przyjętych do modelu normowego przedstawiono odpowiednio na rys. 4.47 i rys. 4.48.

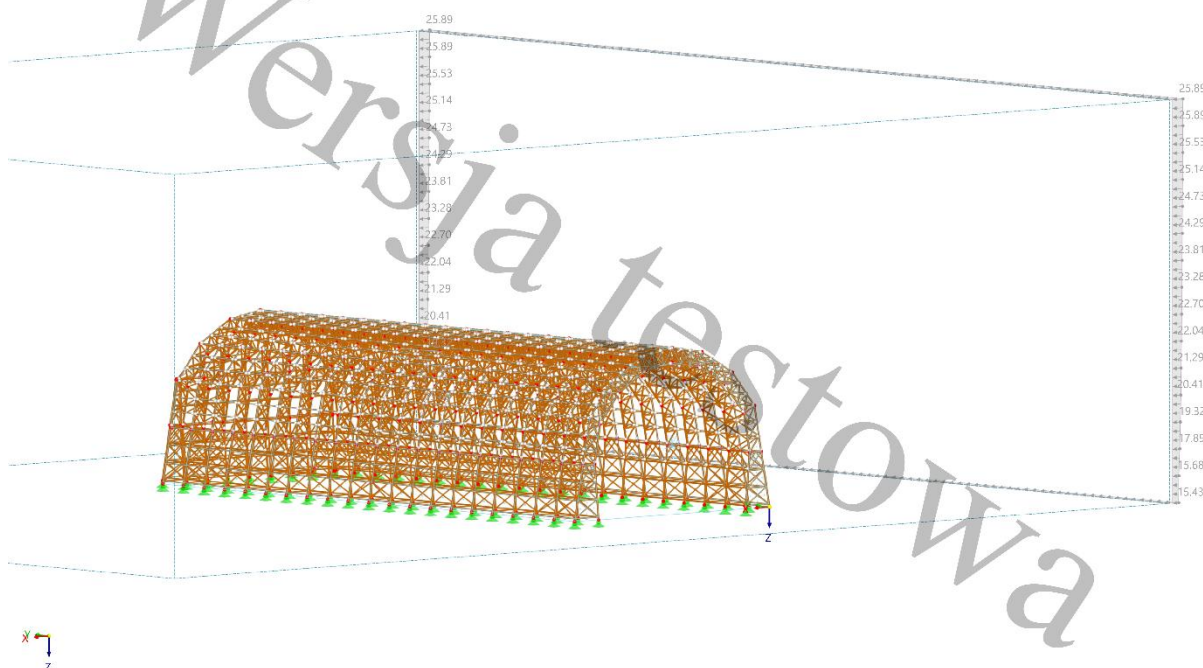


Rys. 4.47. Współczesne obciążenie śniegiem przyjęte w modelu współczesnym normowym konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

A PO8: OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

PO8 - Obciążenia zmienne_wiat_losowy_kalenica_kierunek X
Obciążenia [m/s]

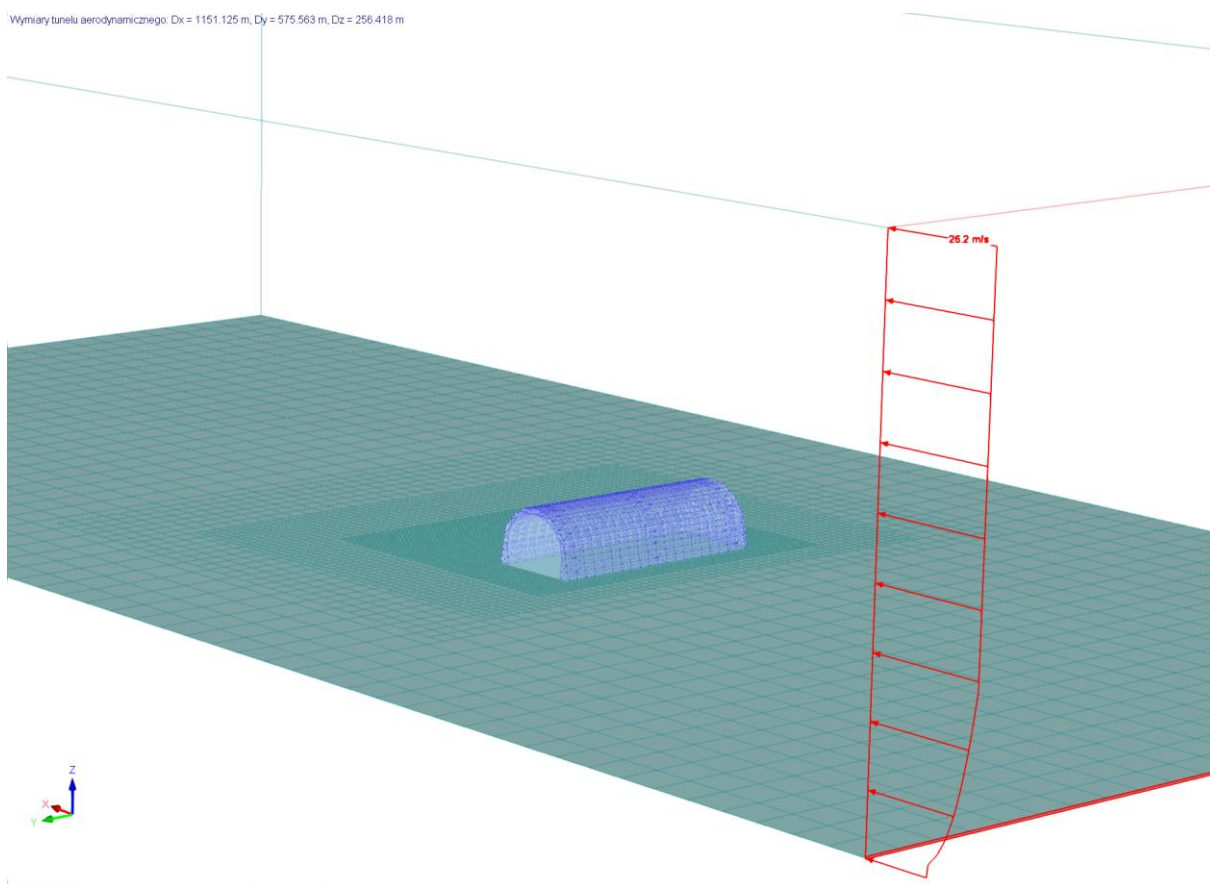
W kierunku aksonometrycznym



Rys. 4.48. Współczesne obciążenie wiatrem przyjęte w modelu współczesnym normowym konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

Istotnym rozszerzeniem modelu współczesnego normowego była dodatkowa analiza oddziaływania wiatru wykonana w cyfrowym tunelu aerodynamicznym RWIND. Jej zastosowanie wynikało z nietypowej geometrii obiektu, obejmującej pochyle ściany boczne oraz łukowe przekrycie. W przypadku takiej bryły klasyczna procedura normowa, oparta na strefowaniu elewacji i połączeń dachowej, może nie oddawać w pełni lokalnego charakteru przepływu powietrza wokół konstrukcji. Z tego względu model normowy uzupełniono o analizę numeryczną CFD. Potraktowano ją jako rozwinięcie klasycznego podejścia normowego, a nie jako odrębny wariant geometryczny konstrukcji. Do analizy aerodynamicznej wykorzystano przestrzenny model bryły hangaru umieszczony w domenie obliczeniowej odpowiadającej warunkom przepływu zewnętrznego. W cyfrowym tunelu aerodynamicznym przyjęto kierunek napływu powietrza zgodny z analizowanym wariantem działania wiatru, odpowiednio definiując powierzchnię wlotową, powierzchnię wylotową oraz boczne i górne granice domeny przepływu. Model został umieszczony w obszarze obliczeniowym o wymiarach pozwalających na swobodne ukształtowanie się strugi przepływu przed obiektem, nad nim oraz w strefie zawietrznej. Widok modelu hangaru w domenie obliczeniowej cyfrowego tunelu aerodynamicznego przedstawiono na rys. 4.49.

Wymiary tunelu aerodynamicznego: $D_x = 1151.125$ m, $D_y = 575.563$ m, $D_z = 256.418$ m



Rys. 4.49. Model hangaru w cyfrowym tunelu aerodynamicznym RWIND wraz z przyjętymi warunkami brzegowymi analizy. Źródło: opracowanie własne

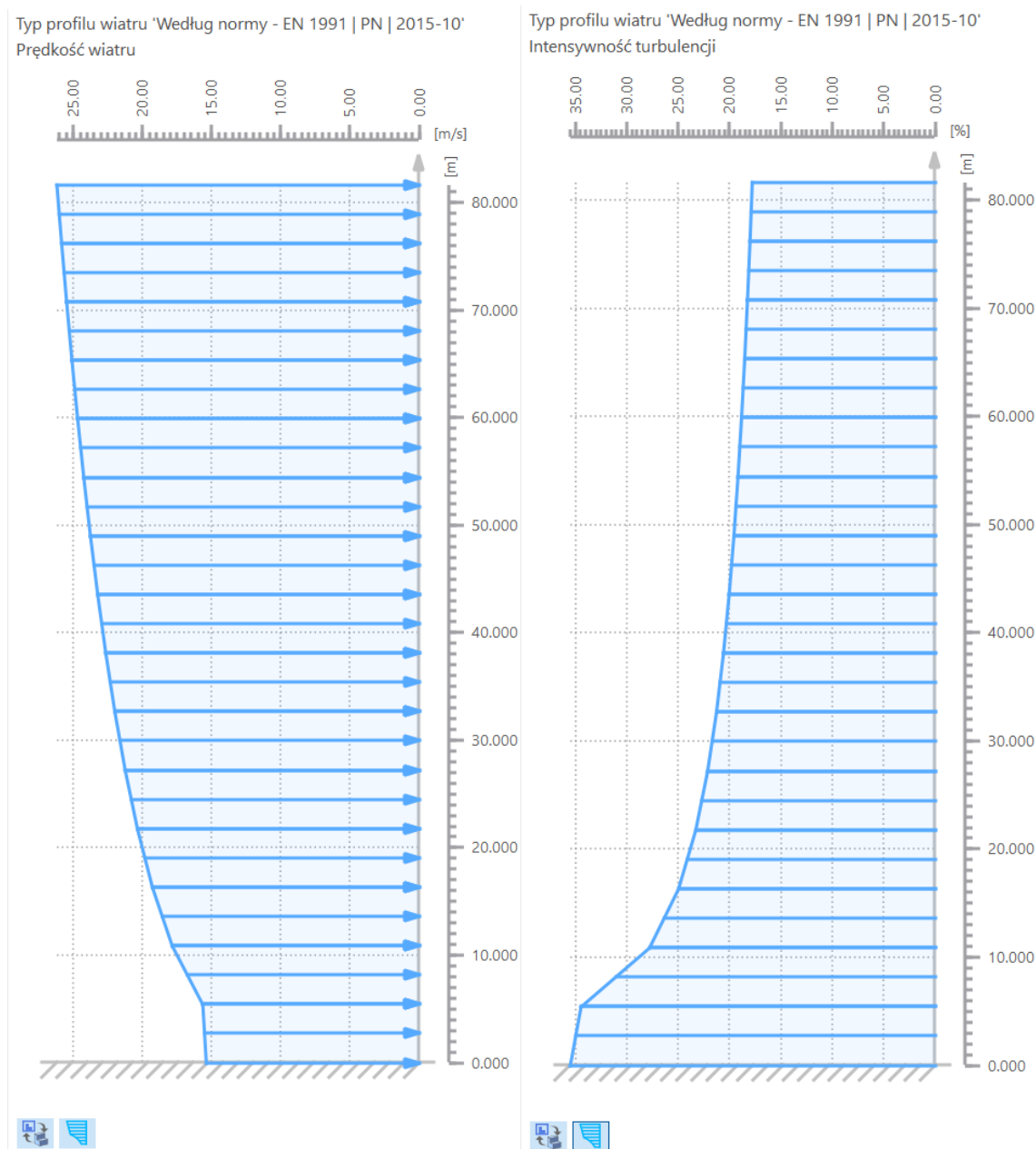
W analizie przyjęto prędkość przepływu niezaburzonego równą $22,20$ [m/s], zgodną z założeniami przyjętymi dla współczesnych oddziaływań wiatru. Dla potrzeb obliczeń wygenerowano domenę obliczeniową o wymiarach:

$$D_x = 1151,125 \text{ m},$$

$$D_y = 575,563 \text{ m},$$

$$D_z = 256,418 \text{ m}.$$

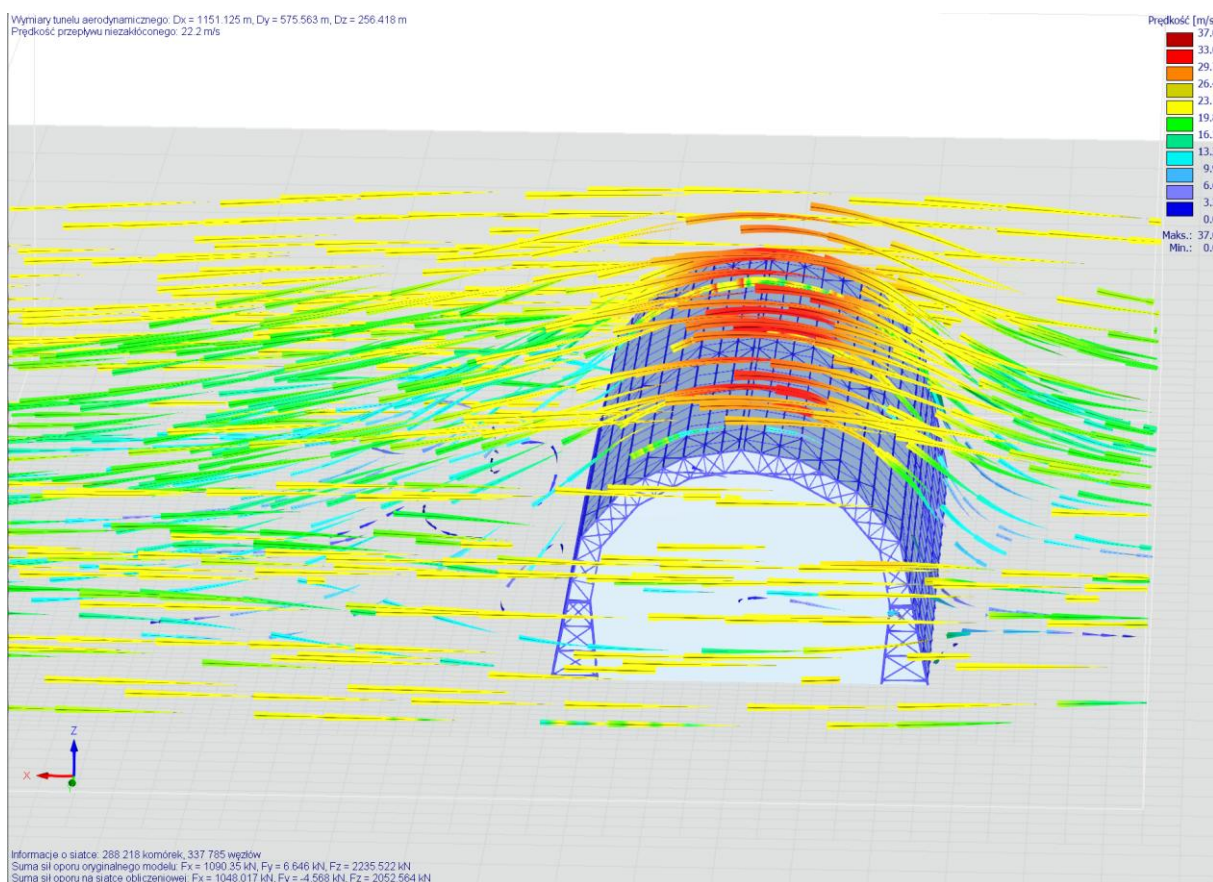
Przyjęto profil prędkości wiatru zmienny wraz z wysokością, odpowiadający przepływowi atmosferycznemu nad terenem otwartym. Oznacza to, że prędkość napływu powietrza nie była stała na całej wysokości modelu, lecz rosła wraz z odległością od poziomu terenu zgodnie z przyjętym profilem aerodynamicznym. Takie założenie umożliwia bardziej realistyczne odwzorowanie warunków oddziaływania wiatru na obiekt wielkogabarytowy o znacznej wysokości. Przyjęty profil wiatru oraz warunki początkowe analizy przedstawiono na rys. 4.50.



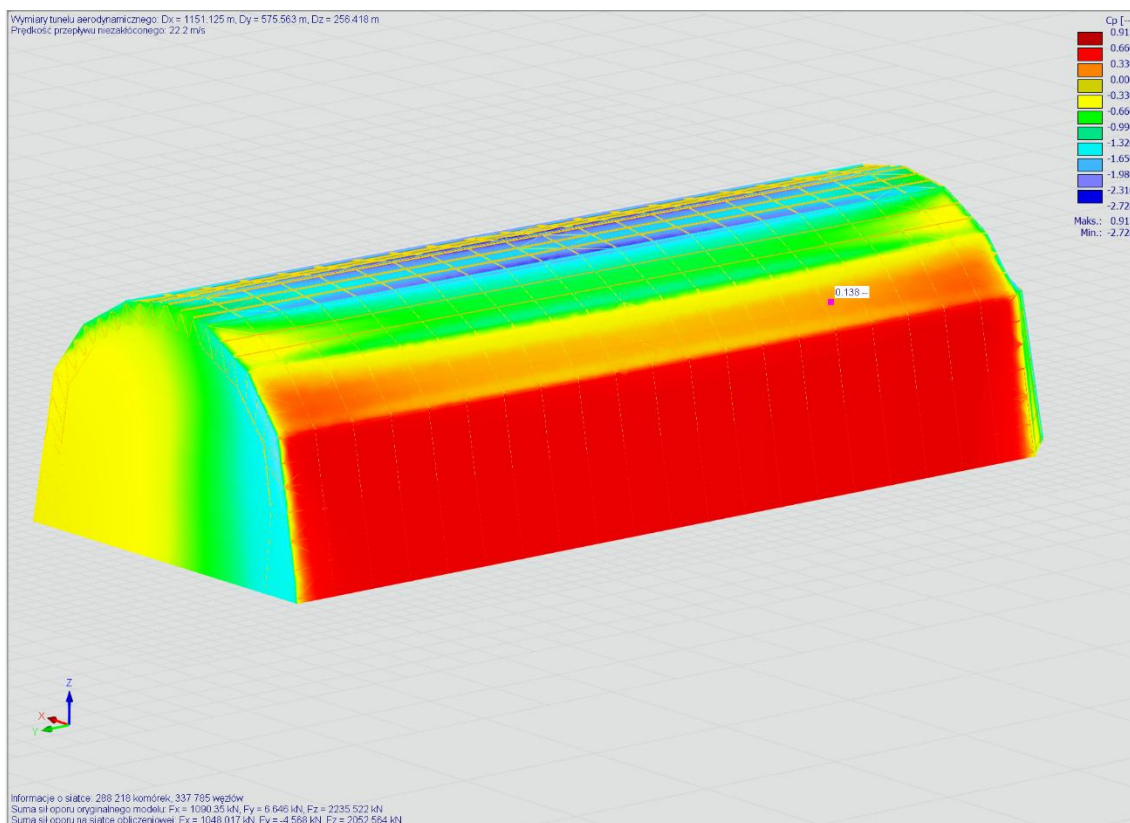
Rys. 4.50. Przyjęty profil wiatru oraz intensywność turbulencji wg [N4] przyjęte w analizie aerodynamicznej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne

W celu pełniejszego rozpoznania wpływu wiatru na badaną bryłę wykonano analizę zarówno dla przepływu stacjonarnego, jak i niestacjonarnego. Analiza stacjonarna miała charakter podstawowy i pozwoliła na wyznaczenie ustalonego, uśrednionego rozkładu oddziaływań aerodynamicznych na powierzchni obiektu. Analiza niestacjonarna została potraktowana jako rozwinięcie i uzupełnienie tej procedury. Umożliwiła ona obserwację zmienności przepływu w czasie, identyfikację lokalnych zawirowań, stref oderwania strugi oraz zmian rozkładu parcia i ssania na powierzchni hangaru. W przypadku przepływu stacjonarnego uzyskano uporządkowany i ustalony obraz oddziaływania wiatru na bryłę hangaru. Na ścianie

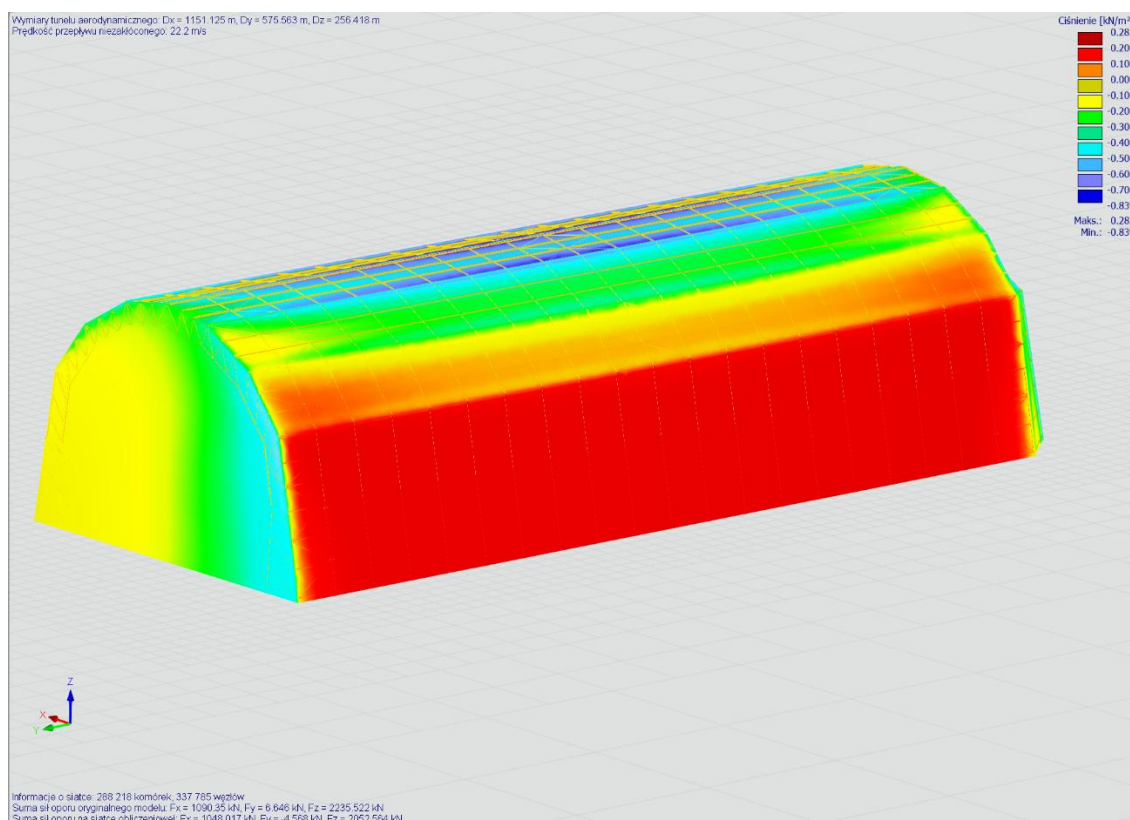
nawietrznej oraz w dolnej części ścian bocznych dominowały wartości dodatnie odpowiadające parciu. W górnej części przekrycia występowała natomiast wyraźna strefa ssania aerodynamicznego. Dla analizowanego wariantu maksymalna wartość dodatniego ciśnienia wyniosła około $+0,282 \text{ kN/m}^2$, natomiast minimalna wartość ciśnienia osiągnęła około $-0,839 \text{ kN/m}^2$. Odpowiadające im wartości współczynnika ciśnienia wyniosły odpowiednio $C_{p,\max} \approx 0,915$ oraz $C_{p,\min} \approx -2,728$. Strugi przepływu nad dachem miały w tym wariancie bardziej regularny przebieg, a lokalne zaburzenia za obiektem były mniej wyraźne niż w analizie niestacjonarnej. Wybrane wyniki przepływu stacjonarnego przedstawiono na rys. 4.51–4.53.



Rys. 4.51. Strugi przepływu powietrza wokół bryły hangaru uzyskane w analizie stacjonarnej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne

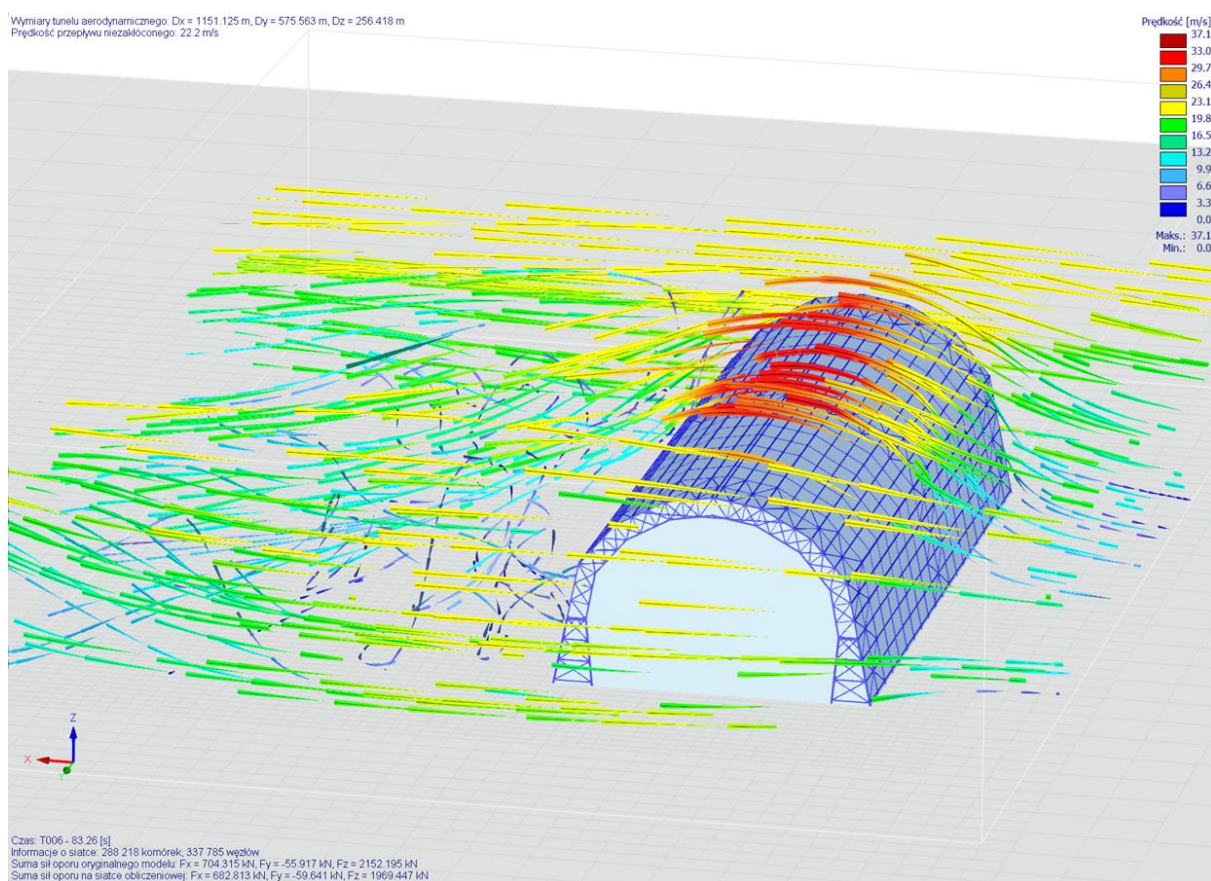


Rys. 4.52. Rozkład współczynnika C_p na powierzchni hangaru uzyskany w analizie stacjonarnej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne



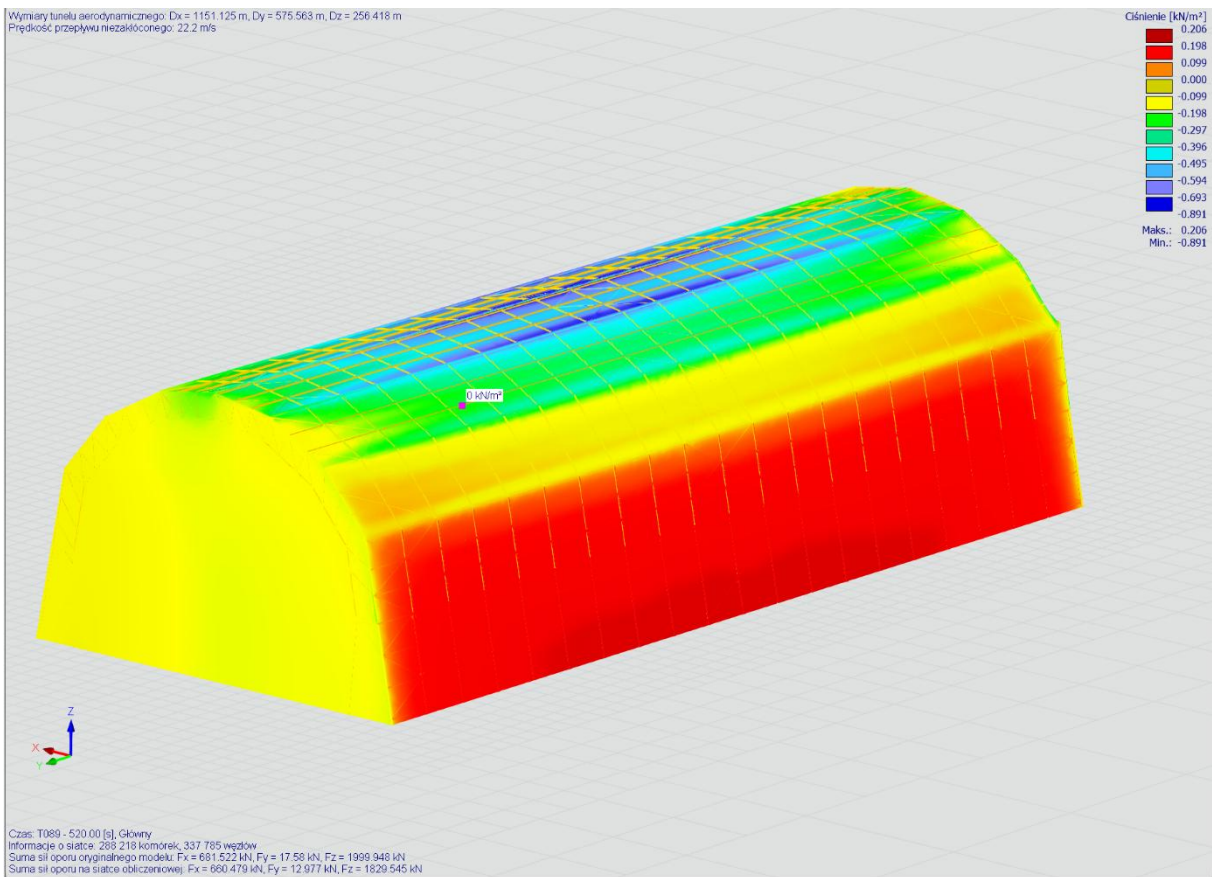
Rys. 4.53. Rozkład ciśnienia aerodynamicznego na powierzchni hangaru uzyskany w analizie stacjonarnej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne

W przypadku przepływu niestacjonarnego uzyskano bardziej złożony obraz opływu bryły niż w analizie stacjonarnej. Do prezentacji wyników przyjęto reprezentatywny krok czasowy odpowiadający chwili $t = 520,0$ s, dla której uzyskano ustabilizowany obraz przepływu. Na rys. 4.54 przedstawiono wizualizację strug przepływu powietrza wokół hangaru. Widoczne jest wyraźne przyspieszenie przepływu nad górną częścią dachu oraz powstawanie zawirowań w obszarze za obiektem i w jego górnej strefie. Zaobserwowany obraz przepływu potwierdza, że bryła hangaru powoduje lokalne zaburzenia przepływu, a geometryczne przejścia pomiędzy ścianami bocznymi a połacią dachową sprzyjają powstawaniu stref oderwania strugi.



Rys. 4.54. Strugi przepływu powietrza wokół bryły hangaru uzyskane w analizie niestacjonarnej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne

Dodatkowo na rys. 4.55 przedstawiono rozkład ciśnienia aerodynamicznego na powierzchni hangaru uzyskany w analizie niestacjonarnej. Największe wartości dodatnie występują w strefach bezpośrednio narażonych na napór wiatru, natomiast na połaci dachowej dominują wartości ujemne odpowiadające ssaniu aerodynamicznemu. W analizowanym kroku czasowym maksymalna wartość dodatniego ciśnienia wyniosła około $+0,206 \text{ kN/m}^2$, natomiast minimalna wartość ciśnienia osiągnęła około $-0,891 \text{ kN/m}^2$. Otrzymane wyniki wskazują, że dach obiektu stanowi strefę szczególnie wrażliwą na oddziaływanie ssania wiatru.

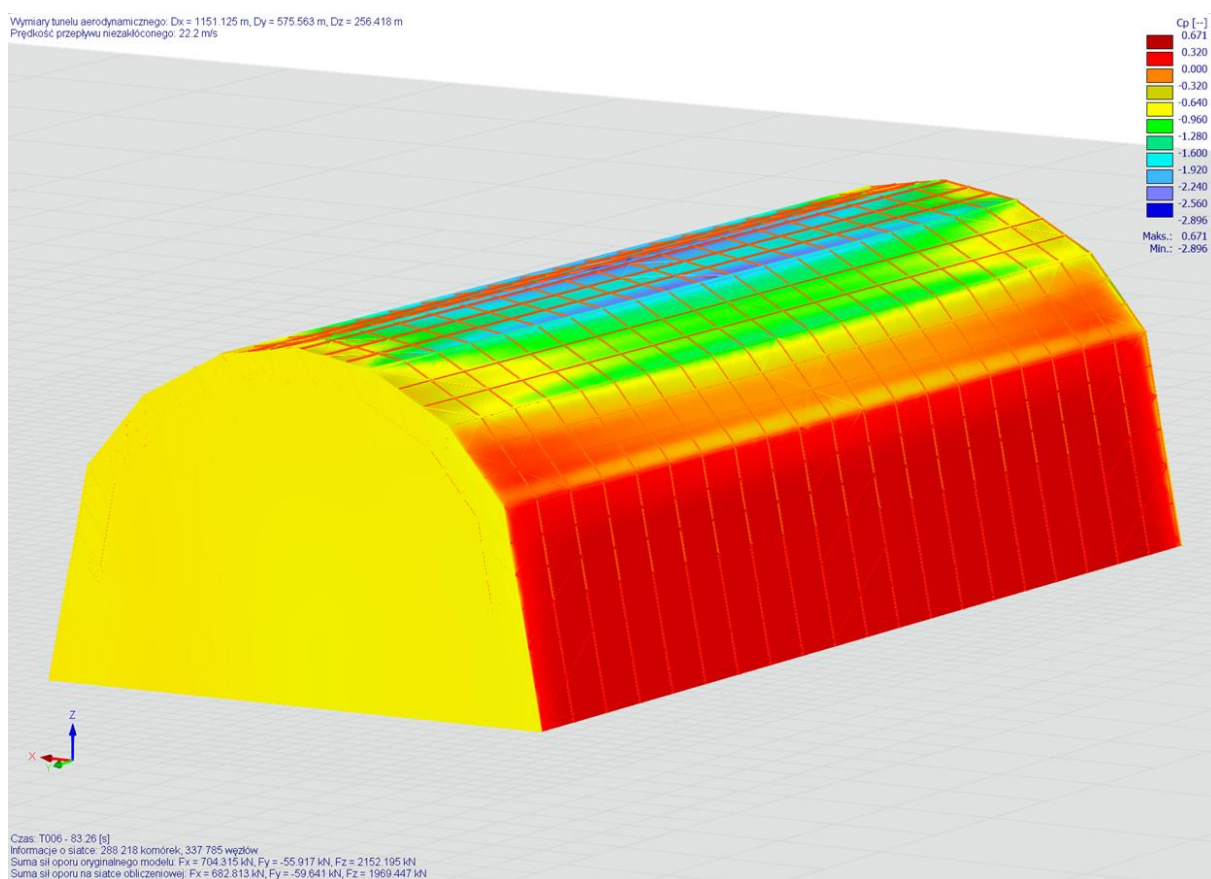


Rys. 4.55. Rozkład ciśnienia aerodynamicznego na powierzchni hangaru uzyskany w analizie niestacjonarnej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne

Na rys. 4.56 przedstawiono odpowiadający temu rozkład współczynnika ciśnienia C_p . Maksymalna wartość współczynnika osiągnęła poziom około $C_{p,max} = 0,671$, natomiast minimalna wartość wyniosła około $C_{p,min} = -2,896$. Największe wartości ujemne zlokalizowane zostały w środkowej i górnej części połaci dachowej, co potwierdza obecność intensywnego ssania aerodynamicznego w tej strefie. Uzyskane wyniki mają na tym etapie charakter rozpoznawczy i służą przede wszystkim określeniu charakteru przepływu wokół badanego obiektu oraz identyfikacji obszarów najbardziej narażonych na oddziaływanie wiatru.

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU

Wymiary tunelu aerodynamicznego: Dx = 1151.125 m, Dy = 575.563 m, Dz = 256.418 m
Prędkość przepływu niezakłóconego: 22.2 m/s



Rys. 4.56. Rozkład współczynnika C_p na powierzchni hangaru uzyskany w analizie niestacjonarnej w programie RWIND. Źródło: opracowanie własne

Dla uporządkowania podstawowych parametrów przeprowadzonej analizy aerodynamicznej ich zestawienie przedstawiono w tabeli 4.12.

Tabela 4.12. Podstawowe parametry analizy aerodynamicznej RWIND

Parametr	Wartość
Prędkość przepływu niezaburzonego (v)	22,2 m/s
Wymiar tunelu aerodynamicznego (D_x)	1151,125 m
Wymiar tunelu aerodynamicznego (D_y)	575,563 m
Wymiar tunelu aerodynamicznego (D_z)	256,418 m
Typ przepływu podstawowego	stacjonarny
Typ przepływu uzupełniającego	niestacjonarny
Chwila analizy prezentowanych wyników niestacjonarnych	520,0 s
Maksymalne ciśnienie dla przepływu stacjonarnego p_{max}	0,282 kN/m ²
Minimalne ciśnienie dla przepływu stacjonarnego p_{min}	-0,839 kN/m ²
Maksymalny współczynnik dla przepływu stacjonarnego $C_{p,max}$	0,915
Minimalny współczynnik dla przepływu stacjonarnego $C_{p,min}$	-2,728
Maksymalne ciśnienie dla przepływu niestacjonarnego p_{max}	0,206 kN/m ²
Minimalne ciśnienie dla przepływu niestacjonarnego p_{min}	-0,891 kN/m ²
Maksymalny współczynnik dla przepływu niestacjonarnego $C_{p,max}$	0,671
Minimalny współczynnik dla przepływu niestacjonarnego $C_{p,min}$	-2,896

Należy podkreślić, że celem niniejszego podrozdziału jest przede wszystkim przedstawienie założeń modelu współczesnego normowego oraz metodologii dodatkowej analizy aerodynamicznej. Zaprezentowane wyniki mają charakter rozpoznawczy i służą głównie jakościowej oraz ilościowej identyfikacji stref najbardziej narażonych na oddziaływanie wiatru. Szczegółowa ocena wpływu oddziaływania wiatru wyznaczonego w cyfrowym tunelu aerodynamicznym na pracę konstrukcji, rozkład sił wewnętrznych, przemieszczenia oraz ocenę stanów granicznych zostanie przedstawiona w rozdziale 5.

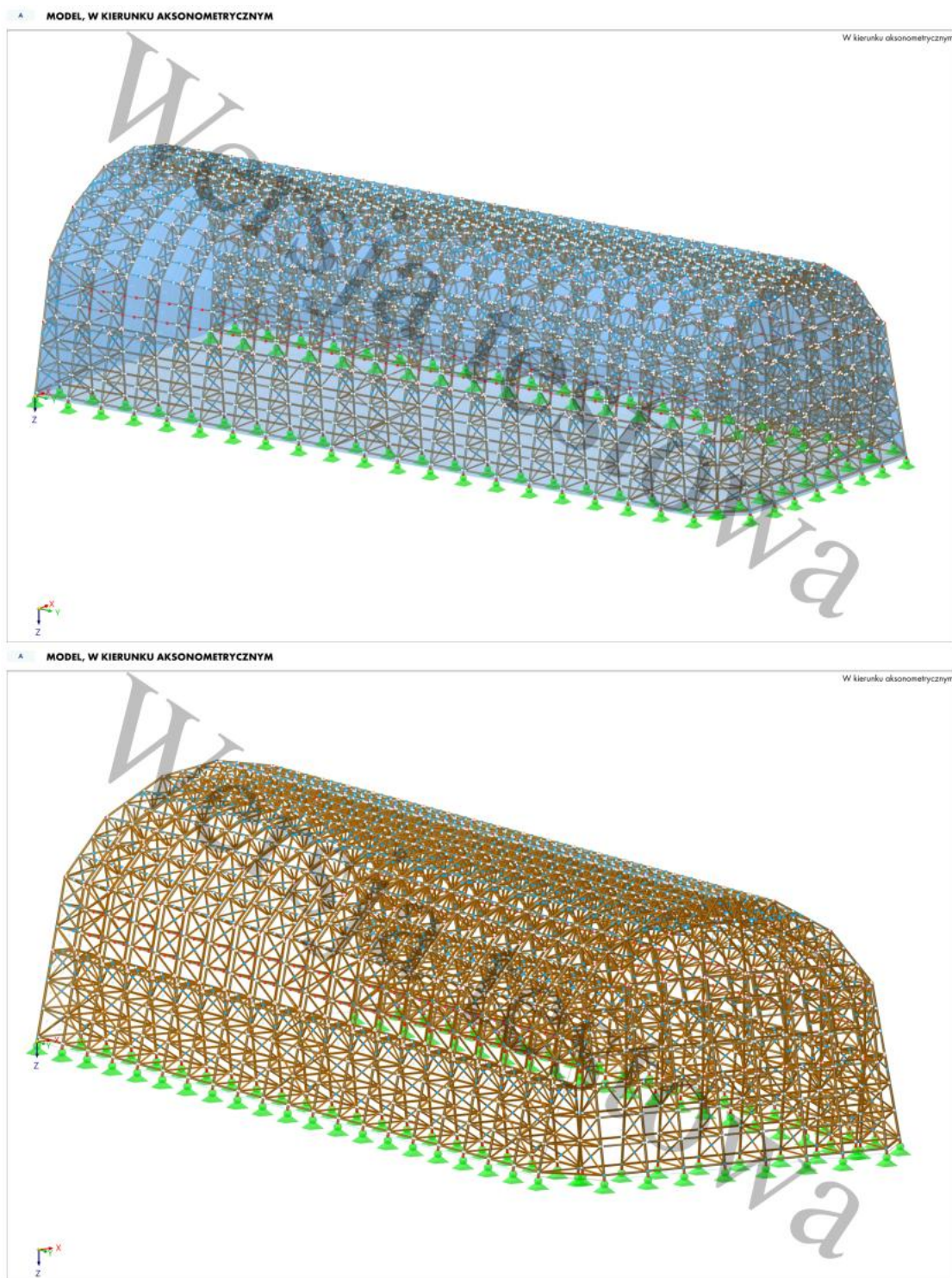
Podsumowując, model współczesny normowy z dodatkową analizą oddziaływania wiatru stanowi najbardziej kompleksowy wariant obliczeniowy przyjęty w niniejszej pracy. Łączy on historycznie odtworzoną geometrię i układ konstrukcyjny hangaru z aktualnymi oddziaływaniami normowymi oraz nowoczesnym podejściem do analizy wpływu wiatru na obiekt o nietypowej geometrii. Dzięki uzupełnieniu modelu normowego o analizę CFD możliwe było lepsze rozpoznanie charakteru opływu bryły hangaru, identyfikacja stref największego ssania aerodynamicznego oraz wskazanie obszarów wymagających szczególnej uwagi w dalszej analizie konstrukcyjnej.

4.9. Model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych drewnianego i stalowego

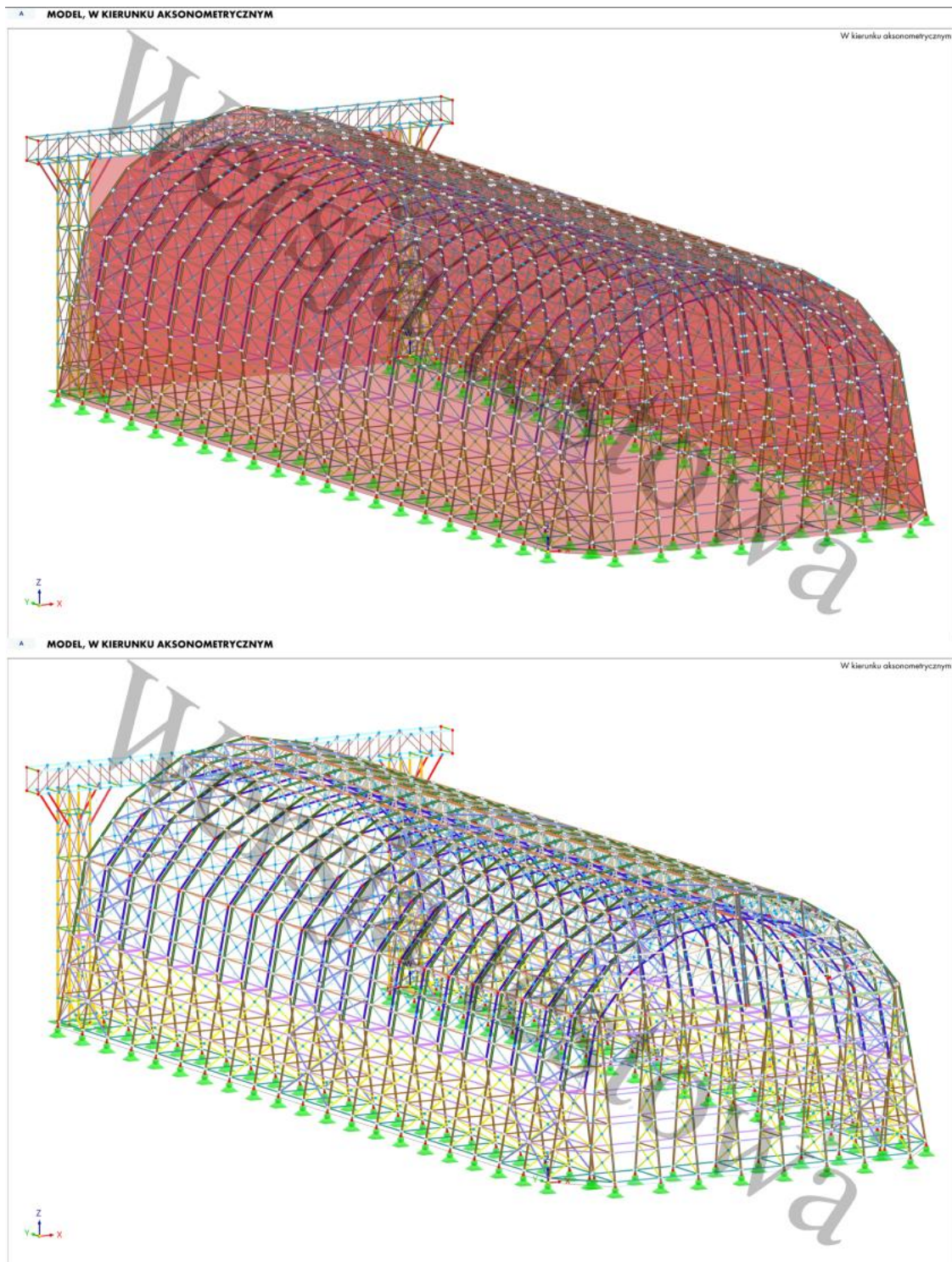
Model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych, drewnianego i stalowego, stanowi ostatni z wariantów numerycznych przyjętych w niniejszej pracy. Jego celem nie było już odtworzenie historycznych warunków projektowych ani ocena konstrukcji wyłącznie według współczesnych oddziaływań normowych, lecz bezpośrednie zestawienie dwóch odmiennych rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych tego samego obiektu. Wariant ten potraktowano jako narzędzie analizy porównawczej, umożliwiające ocenę wpływu zastosowanego materiału oraz sposobu kształtowania ustroju nośnego na pracę całej budowli. Uwzględnienie takiego wariantu wynika bezpośrednio z przebiegu procesu badawczego. Na wcześniejszym etapie rozpoznania hangar rekonstruowano jako konstrukcję stalową, co było zgodne z ówczesnym stanem wiedzy i ograniczoną bazą źródłową. Dopiero pogłębiona analiza materiałów historycznych oraz dalsze badania archiwalne i terenowe wykazały, że historyczny hangar w Lesie Pietrasze był w rzeczywistości konstrukcją drewnianą. W rezultacie w niniejszej pracy możliwe stało się nie tylko badanie wariantu historycznie właściwego, lecz również przeprowadzenie analizy porównawczej dwóch odmiennych rozwiązań materiałowych dla tej samej geometrii i funkcji obiektu. W modelu porównawczym

przyjęto, że oba analizowane warianty odnoszą się do tej samej bryły hangaru, tej samej funkcji użytkowej oraz tego samego ogólnego układu przestrzennego. Podstawowym założeniem porównania było więc możliwe duże ograniczenie różnic geometrycznych, tak aby zasadniczym czynnikiem różnicującym pozostawał materiał konstrukcyjny oraz wynikająca z niego logika pracy ustroju nośnego. Dzięki temu oba warianty można porównywać nie jako dwie różne budowle, lecz jako dwie odmienne interpretacje konstrukcyjne tego samego hangaru. Wariant drewniany odpowiada rekonstrukcji historycznej uznanej w niniejszej pracy za najbardziej zbliżoną do rzeczywistego rozwiązania zastosowanego w bazie sterowcowej w Lesie Pietrasze. Wariant stalowy stanowi natomiast rekonstrukcję alternatywną, opracowaną na podstawie wcześniejszej hipotezy badawczej. Nie jest on traktowany jako rozwiązanie historycznie potwierdzone, lecz jako model odniesienia, umożliwiający ocenę, w jaki sposób zmiana materiału wpływałaby na sztywność, rozkład sił wewnętrznych, przemieszczenia oraz ogólną pracę konstrukcji. Jednocześnie wariant stalowy nie został przyjęty jako proste materiałowe przekształcenie modelu drewnianego, lecz jako odrębny model konstrukcyjny, opracowany zgodnie z zasadami właściwymi dla współczesnych konstrukcji stalowych. Pod względem modelowania numerycznego oba warianty opracowano przy zachowaniu możliwie zbliżonych założeń geometrycznych. Zachowano tę samą rozpiętość, wysokość, długość obiektu, rozstaw głównych układów poprzecznych oraz ogólną formę bryły hangaru. Ograniczono tym samym wpływ zmian geometrii na uzyskiwane wyniki, koncentrując analizę na różnicach wynikających z właściwości materiałowych i konstrukcyjnych. Różnice pomiędzy modelami dotyczyły przede wszystkim rodzaju materiału, parametrów sztywności elementów, masy własnej konstrukcji oraz sposobu pracy głównych elementów nośnych i połączeń. Wariant stalowy opracowano z zachowaniem ogólnej geometrii historycznego hangaru oraz przy uwzględnieniu zasad właściwych dla projektowania konstrukcji stalowych. Oznacza to, że zachowano możliwie wiernie podstawowe wymiary obiektu, jego bryłę, rozstaw głównych układów poprzecznych oraz ogólną logikę przestrzenną ustroju nośnego. Sam sposób modelowania elementów został jednak dostosowany do charakteru konstrukcji stalowej. Przekroje stalowe przyjęto w taki sposób, aby były możliwie zbliżone do przekrojów wynikających z wcześniejszych analiz rekonstrukcyjnych, przy jednoczesnym uwzględnieniu wymagań współczesnych norm projektowych dotyczących konstrukcji stalowych, w szczególności zasad wynikających z PN-EN 1993 [N5]. W rezultacie model stalowy zachowuje ogólne proporcje i charakter bryły hangaru, lecz jego elementy zostały

dobrane w sposób umożliwiający ich ocenę według współczesnych zasad nośności i stateczności konstrukcji stalowych. Istotną różnicą pomiędzy wariantem drewnianym a stalowym był również sposób idealizacji układu nośnego. W modelu stalowym główna rama kratownicowa oraz kozioł zostały zamodelowane jako układ o większej sztywności węzłowej, odpowiadający pracy współczesnej konstrukcji stalowej. W takim rozwiązaniu połączenia słupków, krzyżulców i pasów zapewniają bardziej ciągłe współdziałanie elementów niż w historycznej konstrukcji drewnianej. Z tego względu podstawowe węzły wewnętrzne ramy i kozła przyjęto jako sztywne, co odpowiada logice pracy stalowych ustrojów kratowych. Jednocześnie w miejscach połączeń pomiędzy większymi częściami konstrukcji przyjmowano połączenia o charakterze przegubowym lub podatnym, odzwierciedlające sposób współpracy montażowej elementów stalowych. Takie podejście pozwoliło uniknąć nadmiernego usztywnienia całego modelu i lepiej odwzorować rzeczywisty schemat pracy ustroju. Szczególne znaczenie miało przy tym połączenie słupów stalowych z podporami fundamentowymi, które przyjęto jako przegubowe. Założenie to odpowiada logice podparcia konstrukcji oraz umożliwia zachowanie porównywalności z wcześniejszymi modelami analizowanymi w pracy. Połączenia te zostały następnie sprawdzone w programie RFEM 6, co pozwoliło na ich dalszą ocenę w części wynikowej pracy. W konsekwencji model stalowy należy rozumieć jako wariant alternatywny, zachowujący ogólną geometrię i funkcję hangaru, lecz opracowany zgodnie z zasadami właściwymi dla współczesnych konstrukcji stalowych. Dzięki temu możliwe stało się nie tylko porównanie dwóch materiałów, lecz również zestawienie dwóch odmiennych sposobów kształtowania i pracy ustroju nośnego tego samego obiektu. Ogólny widok obu wariantów konstrukcyjnych przeznaczonych do porównania przedstawiono odpowiednio na rys. 4.57 oraz rys. 4.58.



Rys. 4.57. Model porównawczy wariantu drewnianego hangaru w programie RFEM 6 - widok ogólny. Źródło: opracowanie własne



Rys. 4.58. Model porównawczy wariantu stalowego hangaru w programie RFEM 6 - widok ogólny. Źródło: opracowanie własne

Istotne różnice pomiędzy analizowanymi wariantami ujawniają się przede wszystkim w sposobie modelowania głównej ramy, kozła oraz stref węzłowych i podporowych. To właśnie te fragmenty w największym stopniu pokazują odmienną logikę pracy konstrukcji drewnianej i stalowej. Dla zapewnienia porównywalności wyników przyjęto, że oba warianty

będą oceniane według tego samego porządku obliczeniowego. Oznacza to, że porównanie nie ma charakteru historycznego, lecz analityczno-porównawczy. W obu modelach zastosowano ten sam schemat obciążeń, odniesiony do współczesnych warunków normowych, tak aby różnice w wynikach wynikały przede wszystkim z materiału i ustroju konstrukcyjnego, a nie z odmiennych założeń obciążeniowych. Dzięki temu możliwe będzie późniejsze zestawienie wpływu materiału na wartości przemieszczeń, sił wewnętrznych, wykorzystanie nośności oraz ogólne zachowanie konstrukcji pod obciążeniem. Należy przy tym podkreślić, że porównanie wariantu drewnianego i stalowego nie ma na celu wykazania bezwzględnej wyższości jednego rozwiązania nad drugim. Jego głównym zadaniem jest wskazanie, w jaki sposób zmiana materiału wpływa na charakter pracy wielkogabarytowej budowli o tej samej funkcji i geometrii. W praktyce oznacza to próbę odpowiedzi na pytanie, czy wariant stalowy prowadziłby do wyraźnie większej sztywności i mniejszych przemieszczeń, czy też historyczny wariant drewniany, mimo innego materiału, zapewniał wystarczająco korzystną pracę ustroju nośnego przy danych gabarytach obiektu. Tak postawione porównanie ma znaczenie nie tylko konstrukcyjne, lecz również interpretacyjne, ponieważ pozwala lepiej ocenić racjonalność historycznie zastosowanego rozwiązania. W modelu porównawczym szczególne znaczenie ma zachowanie spójności założeń dotyczących podpór, ogólnego schematu statycznego oraz sposobu przykładania obciążeń. Tylko wówczas możliwe będzie późniejsze przypisanie obserwowanych różnic rzeczywistemu wpływowi materiału. Z tego względu oba warianty opracowano przy tej samej geometrii bazowej, analogicznym schemacie konstrukcyjnym oraz porównywalnym sposobie przykładania oddziaływań. Różnice w wynikach należy więc interpretować przede wszystkim jako konsekwencję zmiany materiału i sposobu pracy ustroju, a nie zmiany układu geometrycznego obiektu. Dla uporządkowania podstawowych założeń modelu porównawczego ich zestawienie przedstawiono w Tabeli 4.13.

Tabela 4.13. Podstawowe cechy modelu porównawczego dwóch wariantów konstrukcyjnych hangaru. Źródło: opracowanie własne

Cecha modelu	Wariant drewniany	Wariant stalowy	Uwagi
Funkcja obiektu	hangar dla sterowców	hangar dla sterowców	ta sama funkcja użytkowa
Geometria ogólna	zgodna z rekonstrukcją historyczną	zgodna z rekonstrukcją alternatywną o tej samej bryle	zachowana porównywalność geometryczna
Materiał podstawowy	drewno	stal	zasadnicza zmienna porównawcza
Układ nośny	historycznie odtworzony	wariant alternatywny modelowany zgodnie z zasadami konstrukcji stalowych	porównanie dwóch rozwiązań materiałowych
Charakter głównych węzłów	zgodny z logiką modelu drewnianego	szttywne węzły ramy kratownicowej i kozła, połączenia montażowe bardziej podatne	różnica w sposobie idealizacji ustroju
Podparcie	zgodne z przyjętym modelem historycznym	słupy stalowe połączone przegubowo z podporami fundamentowymi	zachowana porównywalność schematu podparcia
Schemat obciążeń	współczesny normowy	współczesny normowy	wspólna baza porównawcza
Cel analizy	ocena pracy wariantu historycznego	ocena wpływu wariantu stalowego	podstawa porównania w rozdz. 5.7

Należy podkreślić, że w niniejszym podrozdziale przedstawiono jedynie założenia modelu porównawczego oraz logikę przyjętej procedury zestawienia obu wariantów. Szczegółowa analiza różnic w wartościach przemieszczeń, sił wewnętrznych, stopnia wykorzystania nośności oraz ogólnej pracy konstrukcji zostanie przedstawiona w rozdziale 5.7. Takie rozdzielanie części metodologicznej od części wynikowej jest zgodne z przyjętym układem pracy, w którym rozdział 4 służy definicji modeli i założeń obliczeniowych, a rozdział 5 interpretacji wyników oraz ocenie konstrukcji.

Podsumowując, model porównawczy dwóch wariantów konstrukcyjnych, drewnianego i stalowego, stanowi ważne uzupełnienie całego systemu analiz numerycznych przyjętych w pracy. Pozwala on wyjść poza samą rekonstrukcję historyczną i ocenić, jak duże znaczenie dla pracy wielkogabarytowego hangaru ma wybór materiału konstrukcyjnego. Dzięki temu możliwe staje się nie tylko zbadanie historycznie właściwego wariantu drewnianego, lecz

również osadzenie go w szerszym kontekście analizy porównawczej, obejmującej alternatywne rozwiązanie stalowe. Wyniki tego porównania zostaną przedstawione w dalszej części pracy, w podrozdziale poświęconym analizie porównawczej obu wariantów konstrukcyjnych.

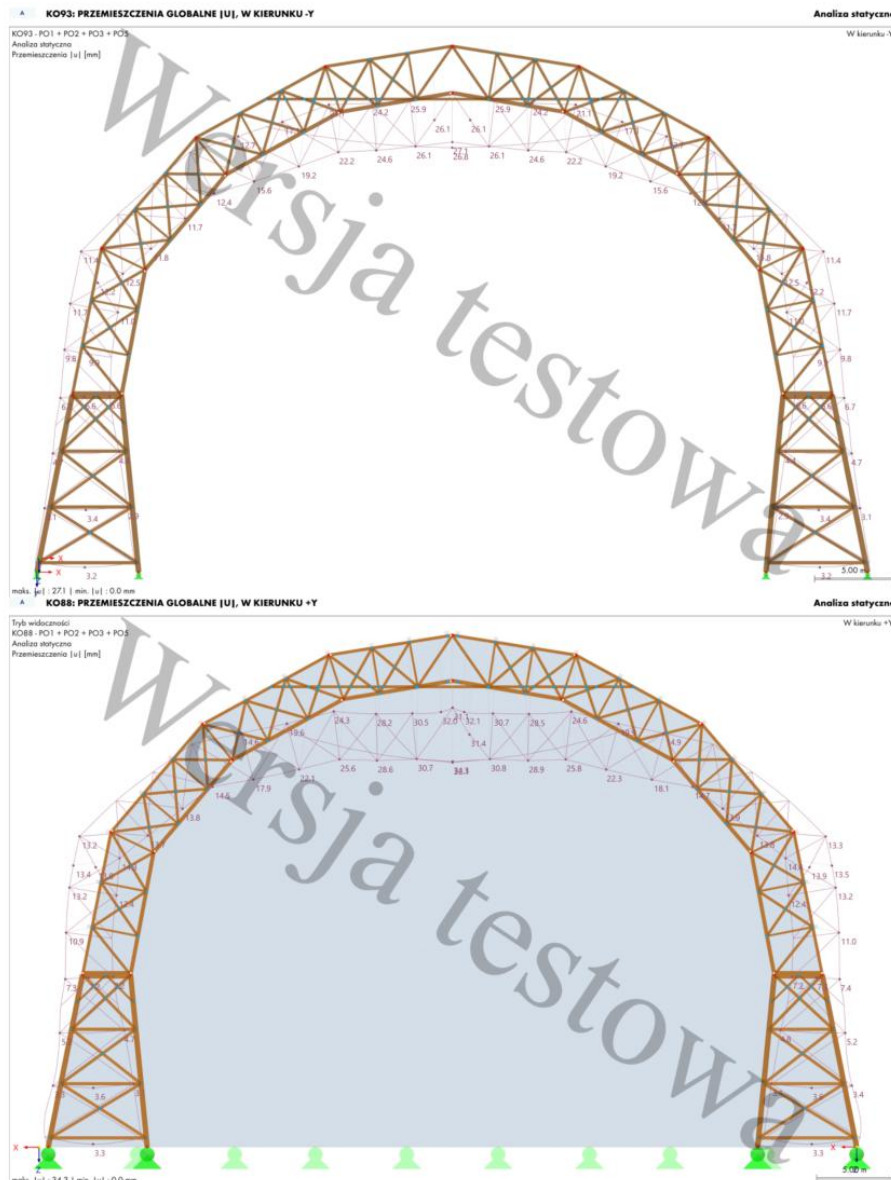
5. Ocena pracy konstrukcji oraz weryfikacja stanów granicznych

Po zdefiniowaniu założeń obliczeniowych, schematów obciążeń oraz wariantów modeli numerycznych możliwe było przejście do zasadniczej oceny pracy konstrukcji hangaru. Niniejszy rozdział stanowi część wynikową pracy i obejmuje interpretację rezultatów uzyskanych w przeprowadzonych analizach statyczno-wytrzymałościowych. Szczególną uwagę zwrócono na ocenę zgodności przyjętych modeli obliczeniowych, zachowanie konstrukcji pod wpływem obciążeń historycznych i współczesnych, a także na weryfikację stanów granicznych głównych elementów nośnych oraz wybranych połączeń konstrukcyjnych. Układ rozdziału podporządkowano kolejności analiz przyjętej w części obliczeniowej pracy. W pierwszej kolejności dokonano weryfikacji zgodności modelu płaskiego 2D i modelu przestrzennego 3D. Pozwoliło to ocenić, czy uproszczony schemat pojedynczej ramy poprzecznej poprawnie odzwierciedla podstawowy mechanizm pracy konstrukcji. Następnie przeanalizowano zachowanie hangaru w wariancie historycznym, czyli przy obciążeniach i założeniach odpowiadających pierwotnemu sposobowi projektowania. Kolejnym etapem była ocena wpływu współczesnych współczynników bezpieczeństwa na wyniki obliczeń oraz sprawdzenie konstrukcji w warunkach wynikających z aktualnych norm projektowych. W dalszej części rozdziału przedstawiono wymiarowanie głównych elementów konstrukcyjnych oraz ocenę wybranych połączeń, które mają kluczowe znaczenie dla pracy całego ustroju nośnego. Uzupełnieniem analizy jest zestawienie wariantu drewnianego, przyjętego jako historycznie właściwy, z wcześniejszym wariantem stalowym opracowanym na etapie poprzednich badań. Porównanie to pozwala ocenić wpływ zastosowanego materiału i schematu konstrukcyjnego na rozkład sił wewnętrznych, przemieszczenia, sztywność oraz ogólną pracę hangaru. Przeprowadzona analiza nie ogranicza się wyłącznie do sprawdzenia warunków nośności. Jej celem jest również interpretacja zachowania konstrukcji jako historycznego ustroju inżynierskiego, zaprojektowanego według innych zasad niż współczesne konstrukcje budowlane. Z tego względu wyniki obliczeń odniesiono zarówno do wymagań współczesnych norm projektowych, jak i do materiałów źródłowych stanowiących podstawę rekonstrukcji hangaru. Takie podejście pozwala ocenić konstrukcję nie tylko jako obiekt hipotetycznie podlegający dzisiejszej weryfikacji normowej, lecz również jako przykład historycznej myśli technicznej początku XX wieku.

5.1. Weryfikacja zgodności modeli 2D i 3D

Pierwszym etapem oceny pracy konstrukcji była weryfikacja zgodności wyników uzyskanych z modelu płaskiego 2D oraz modelu przestrzennego 3D. Celem tej analizy było sprawdzenie, czy uproszczony model pojedynczego układu poprzecznego poprawnie odzwierciedla podstawowy mechanizm pracy konstrukcji hangaru oraz czy może być traktowany jako model kontrolny względem bardziej rozbudowanego modelu przestrzennego. Weryfikacja ta miała istotne znaczenie metodologiczne, ponieważ w dalszej części pracy wyniki obu modeli wykorzystywano do interpretacji zachowania konstrukcji pod wpływem różnych wariantów obciążeń. Model płaski 2D odwzorowuje pracę pojedynczej głównej ramy poprzecznej hangaru. Pozwala on w przejrzysty sposób analizować rozkład sił wewnętrznych, reakcje podporowe oraz przemieszczenia głównego ustroju nośnego. Jego zaletą jest prostota interpretacji wyników oraz możliwość łatwego śledzenia podstawowej logiki pracy konstrukcji. Jednocześnie należy podkreślić, że model 2D ma charakter uproszczony i nie odwzorowuje pełnej współpracy przestrzennej kolejnych ram poprzecznych, elementów podłużnych, płatwi, tężników oraz układów stężających konstrukcję. Model przestrzenny 3D stanowi natomiast pełniejsze odwzorowanie pracy całej konstrukcji hangaru. Uwzględnia on nie tylko główne ramy poprzeczne, lecz również elementy podłużne, płatwie, tężniki, stężenia oraz przestrzenny charakter przekazywania obciążeń. Z tego względu model 3D uznano za dokładniejszy i bardziej reprezentatywny dla rzeczywistego zachowania konstrukcji. Należy jednak zaznaczyć, że większa szczegółowość modelu przestrzennego może prowadzić do uzyskania większych wartości sił wewnętrznych, reakcji oraz przemieszczeń, ponieważ model ten obejmuje dodatkowe elementy konstrukcyjne, ich ciężar własny oraz rzeczywistą współpracę przestrzenną całego ustroju. Do porównania przyjęto reprezentatywną kombinację pionową obejmującą ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe od warstw wykończenia dachu, obciążenia stałe od instalacji i wentylacji oraz symetryczne obciążenie śniegiem. W modelu płaskim 2D kombinacja ta była oznaczona jako KO93, natomiast w modelu przestrzennym 3D jako KO88. W obu przypadkach odpowiadała ona temu samemu zestawowi oddziaływań: $PO1 + PO2 + PO3 + PO5$. Ze względu na różne oznaczenia kombinacji w modelach 2D i 3D w dalszej części pracy przyjęto wspólne oznaczenie: kombinacja porównawcza K-P. Kombinacja ta została wybrana jako podstawowy przypadek porównawczy, ponieważ obejmuje obciążenia pionowe o charakterze symetrycznym i nie zawiera dodatkowego wpływu wiatru ani niesymetrycznego obciążenia śniegiem. Pozwala to ocenić zgodność podstawowego mechanizmu pracy konstrukcji bez zaburzeń wynikających

z oddziaływań poziomych. W pierwszej kolejności porównano postać deformacji obu modeli. Zestawienie deformacji modelu 2D i modelu 3D dla kombinacji porównawczej K-P przedstawiono na rys. 5.1.



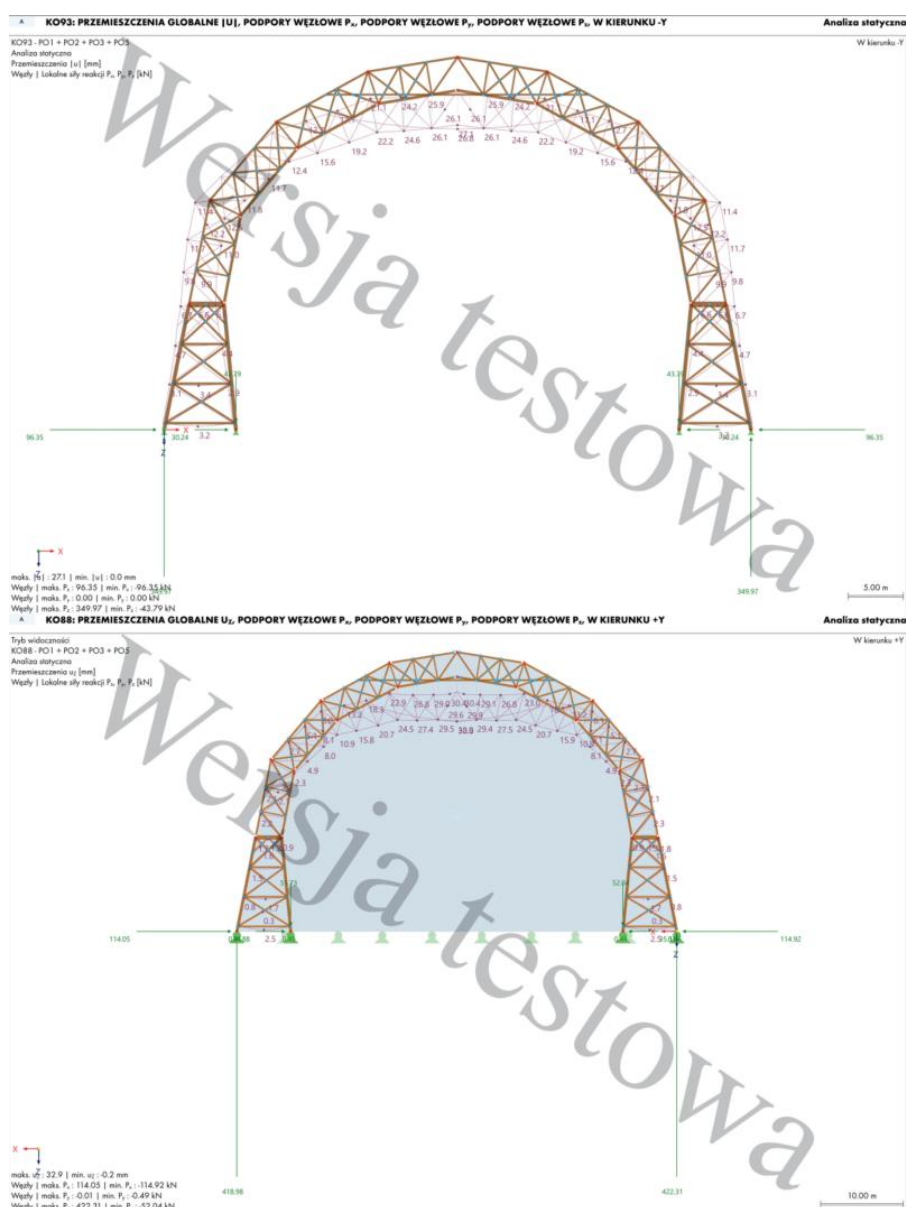
Rys. 5.1. Porównanie postaci deformacji modelu płaskiego 2D i modelu przestrzennego 3D dla kombinacji porównawczej K-P. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.1 można stwierdzić, że oba modele wykazują bardzo zbliżony charakter deformacji głównego ustroju nośnego. Największe przemieszczenia występują w górnej części układu łukowego, natomiast wartości przemieszczeń zmniejszają się w kierunku stref podporowych. Oznacza to, że zarówno model 2D, jak i model 3D wskazują ten sam zasadniczy mechanizm pracy konstrukcji pod wpływem obciążeń pionowych.

W modelu płaskim 2D maksymalne przemieszczenie globalne wyniosło 27,1 mm, natomiast w modelu przestrzennym 3D maksymalne przemieszczenie globalne osiągnęło wartość 34,3

mm. Różnica pomiędzy wynikami wyniosła zatem 7,2 mm, co odpowiada około 26,6% względem wyniku uzyskanego w modelu 2D. Większe przemieszczenie w modelu 3D można uznać za uzasadnione, ponieważ model przestrzenny obejmuje większą liczbę elementów konstrukcyjnych, w tym elementy podłużne, płatwie, tężniki i stężenia, które wprowadzają dodatkowy ciężar oraz bardziej rzeczywisty rozkład obciążeń. Różnica ta nie świadczy więc o błędzie modelowania, lecz wynika z odmiennego zakresu odwzorowania konstrukcji.

W dalszej kolejności porównano reakcje podporowe. Wielkości te mają istotne znaczenie dla oceny zgodności modeli, ponieważ pozwalają stwierdzić, czy oba schematy obliczeniowe przekazują obciążenia na podpory w zbliżony sposób. Porównanie reakcji podporowych przedstawiono na rys. 5.2 oraz zestawiono liczbowo w tabeli 5.1.

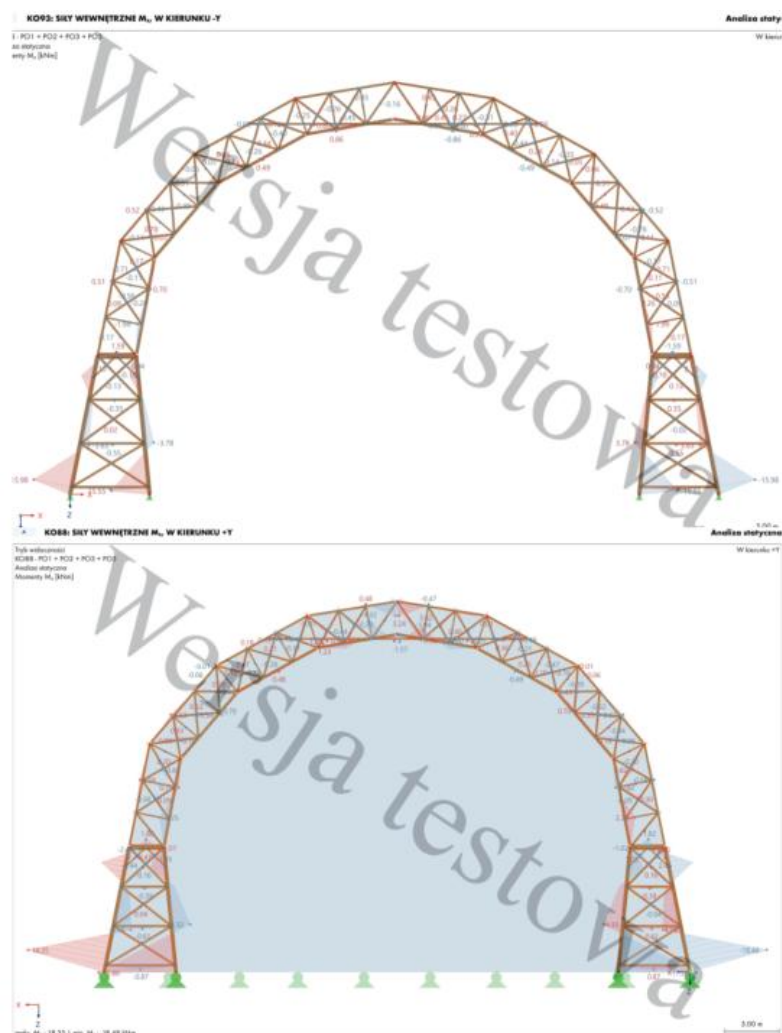


Rys. 5.2. Porównanie reakcji podporowych modelu płaskiego 2D oraz przestrzennego 3D dla kombinacji porównawczej K-P. Źródło: opracowanie własne

Rozkład reakcji podporowych wskazuje, że oba modele przekazują obciążenia na podpory w sposób zgodny z oczekiwanym mechanizmem pracy układu łukowego. W obu przypadkach występują istotne reakcje pionowe oraz poziome, co jest typowe dla konstrukcji łukowych, w których obciążenia pionowe powodują również powstanie poziomych składowych rozporu. Wartości reakcji w modelu 3D są większe niż w modelu 2D, co wynika z pełniejszego odwzorowania konstrukcji przestrzennej oraz uwzględnienia dodatkowych elementów współpracujących z głównym układem nośnym. Tabela 5.1. Porównanie ekstremalnych wartości przemieszczeń, reakcji podporowych oraz sił wewnętrznych modeli 2D i 3D konstrukcji.

Wielkość porównywana			Model 2D	Model 3D	Różnica bezwzględna	Różnica [%]
Maksymalne przemieszczenie globalne	u	[mm]	27,10	34,30	7,20	26,6
Maksymalna reakcja pozioma	Px	[kN]	96,35	114,92	18,57	19,3
Maksymalna reakcja pionowa	Pz	[kN]	349,97	422,31	72,34	20,7
Maksymalny moment zginający	Mz	[kNm]	15,98	18,48	2,50	15,6
Maksymalna siła osiowa ściskająca	N	[kN]	362,04	436,62	74,58	20,6
Maksymalna siła tnąca	Vy	[kN]	26,24	33,27	7,03	26,8

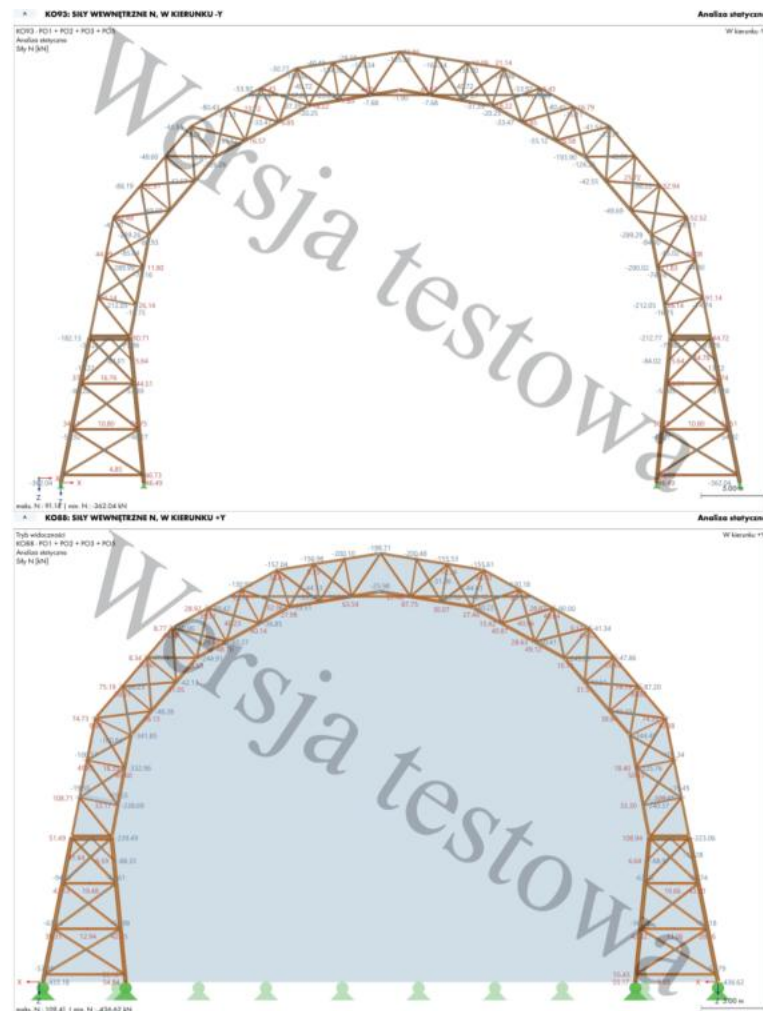
Następnie przeanalizowano rozkład sił wewnętrznych w głównym układzie nośnym. W pierwszej kolejności porównano momenty zginające Mz, ponieważ wielkość ta pozwala ocenić lokalne efekty zginania występujące w elementach głównej ramy. Porównanie rozkładu momentów zginających Mz w modelu 2D i modelu 3D przedstawiono na rys. 5.3.



Rys. 5.3. Porównanie rozkładu momentów zginających M_z w modelu płaskim 2D oraz przestrzennym 3D dla kombinacji porównawczej K-P. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.3 można zauważyć, że rozkład momentów zginających M_z w obu modelach jest zbliżony pod względem jakościowym. W przypadku momentów zginających maksymalna wartość bezwzględna w modelu 2D wyniosła 15,98 kNm, natomiast w modelu 3D 18,48 kNm. Różnica wyniosła 2,50 kNm, czyli około 15,6%. Największe wartości momentów występują w analogicznych strefach konstrukcji, przede wszystkim w dolnych partiach głównego układu nośnego oraz w rejonach połączeń części podporowej z układem łukowym. Większe wartości momentów w modelu przestrzennym są zgodne z oczekiwaniami, ponieważ model 3D uwzględnia dodatkowe elementy oraz bardziej rzeczywiste przekazywanie obciążeń pomiędzy poszczególnymi częściami konstrukcji.

W dalszej kolejności porównano rozkład sił osiowych N . W przypadku konstrukcji łukowo-kratowej wielkość ta ma szczególne znaczenie, ponieważ podstawowy mechanizm pracy takiego ustroju powinien opierać się przede wszystkim na ściskaniu i rozciąganiu elementów. Rozkład sił osiowych w modelu 2D oraz modelu 3D przedstawiono na rys. 5.4.



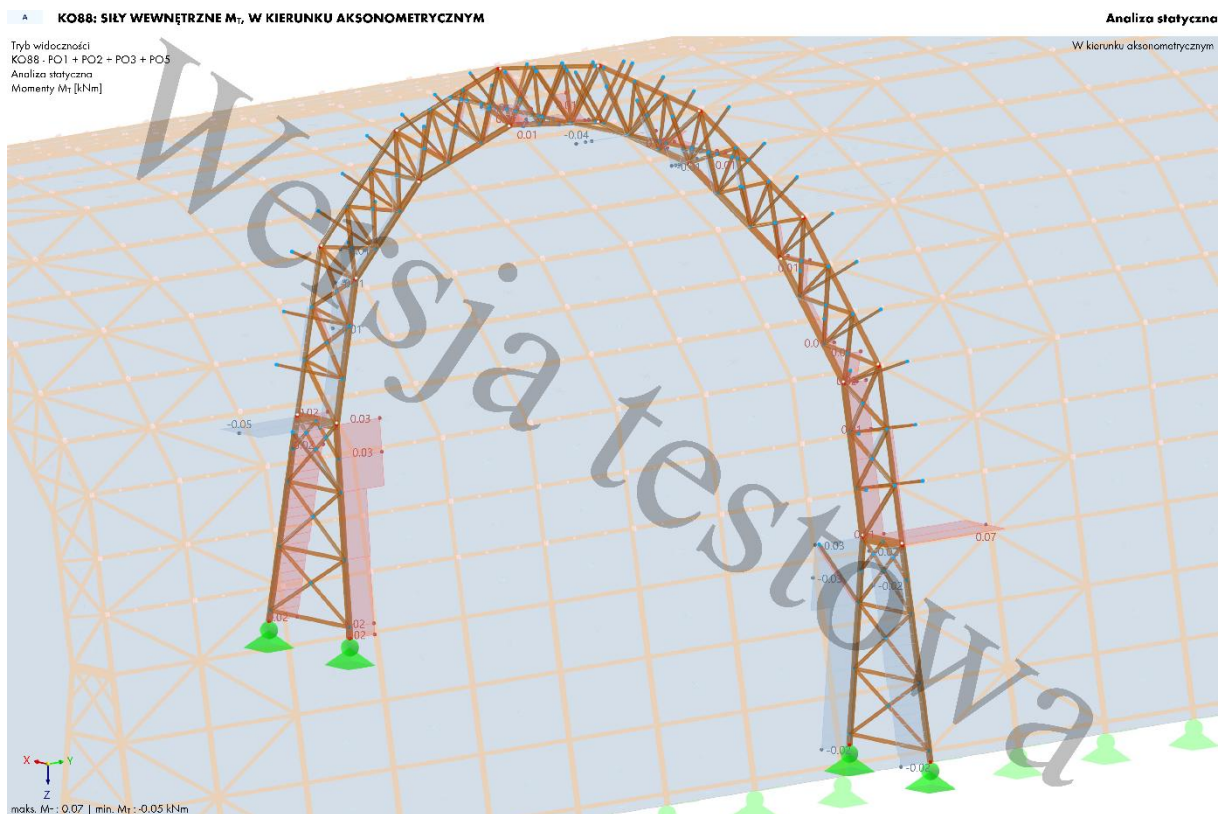
Rys. 5.4. Porównanie rozkładu sił osiowych N w modelu płaskim 2D i modelu przestrzennym 3D dla kombinacji porównawczej K-P. Źródło: opracowanie własne

Jak wynika z rys. 5.4, oba modele wskazują podobny charakter pracy osiowej głównych elementów konstrukcji. Największa wartość siły osiowej ściskającej w modelu 2D wyniosła 362,04 kN, natomiast w modelu 3D 436,62 kN. Różnica wyniosła 74,58 kN, czyli około 20,6%. Największe siły ściskające występują w głównych elementach układu nośnego, w szczególności w strefach, w których obciążenia pionowe są przekazywane z części łukowej na podpory. Zwiększenie wartości sił osiowych w modelu 3D jest uzasadnione bardziej pełnym odwzorowaniem pracy konstrukcji oraz uwzględnieniem elementów przestrzennych, które w modelu 2D zostały pominięte lub zastąpione uproszczonym schematem obciążenia. Porównanie rozkładu sił tnących V_y przedstawiono na rys 5.5.



Rys. 5.5. Porównanie rozkładu sił tnących V_y w modelu płaskim 2D oraz modelu przestrzennym 3D. Źródło: opracowanie własne

Maksymalna wartość bezwzględna siły tnącej V_y wyniosła około 26,24 kN w modelu 2D oraz około 33,27 kN w modelu 3D. Różnica ta wyniosła około 26,8% i była największą spośród porównywanych wielkości. Siły tnące mają jednak w analizowanym układzie znaczenie przede wszystkim lokalne i nie decydują o globalnym mechanizmie pracy konstrukcji. Z tego względu większa różnica w zakresie sił tnących nie podważa zgodności modeli, lecz wskazuje na większą czułość lokalnych efektów ścinania na sposób odwzorowania konstrukcji. Dodatkowo przeanalizowano wartości momentu skręcającego M_T w modelu przestrzennym 3D. Wielkość ta nie posiada bezpośredniego odpowiednika w modelu płaskim 2D, dlatego potraktowano ją jako parametr kontrolny poprawności pracy modelu przestrzennego. Rozkład momentu skręcającego przedstawiono na rys. 5.6.



Rys. 5.6. Rozkład momentu skręcającego M_T w przestrzennym modelu 3D.

Źródło: opracowanie własne

Jak pokazano na rys. 5.6, wartości momentu skręcającego M_T w modelu 3D są pomijalnie małe. Maksymalna wartość momentu skręcającego wyniosła około 0,07 kNm, przy jednoczesnym występowaniu momentów zginających M_z o wartościach dochodzących do około 18,48 kNm. Oznacza to, że udział skręcania w pracy analizowanego układu jest nieistotny. Wynik ten potwierdza poprawność przyjętego schematu obciążenia i podparcia konstrukcji oraz brak niezamierzonego skręcania globalnego modelu przestrzennego. Moment skręcający M_T nie został ujęty w tabeli porównawczej jako osobna wielkość wspólna dla obu modeli, ponieważ nie występuje w modelu płaskim 2D i został wykorzystany wyłącznie jako parametr kontrolny dla modelu 3D.

Zestawione wyniki wskazują, że wartości uzyskane w modelu 3D są większe od wyników z modelu 2D. Różnice mieszczą się w zakresie od około 15,6% dla momentów zginających do około 26,8% dla sił tnących. Nie należy jednak interpretować tych rozbieżności jako błędu modelowania. Wynikają one przede wszystkim z odmiennego zakresu odwzorowania konstrukcji. Model 2D przedstawia pojedynczy układ poprzeczny i służy do analizy podstawowego mechanizmu pracy ramy, natomiast model 3D obejmuje pełniejszy układ przestrzenny, dodatkowe elementy konstrukcyjne, ich ciężar własny oraz współpracę kolejnych ram poprzecznych.

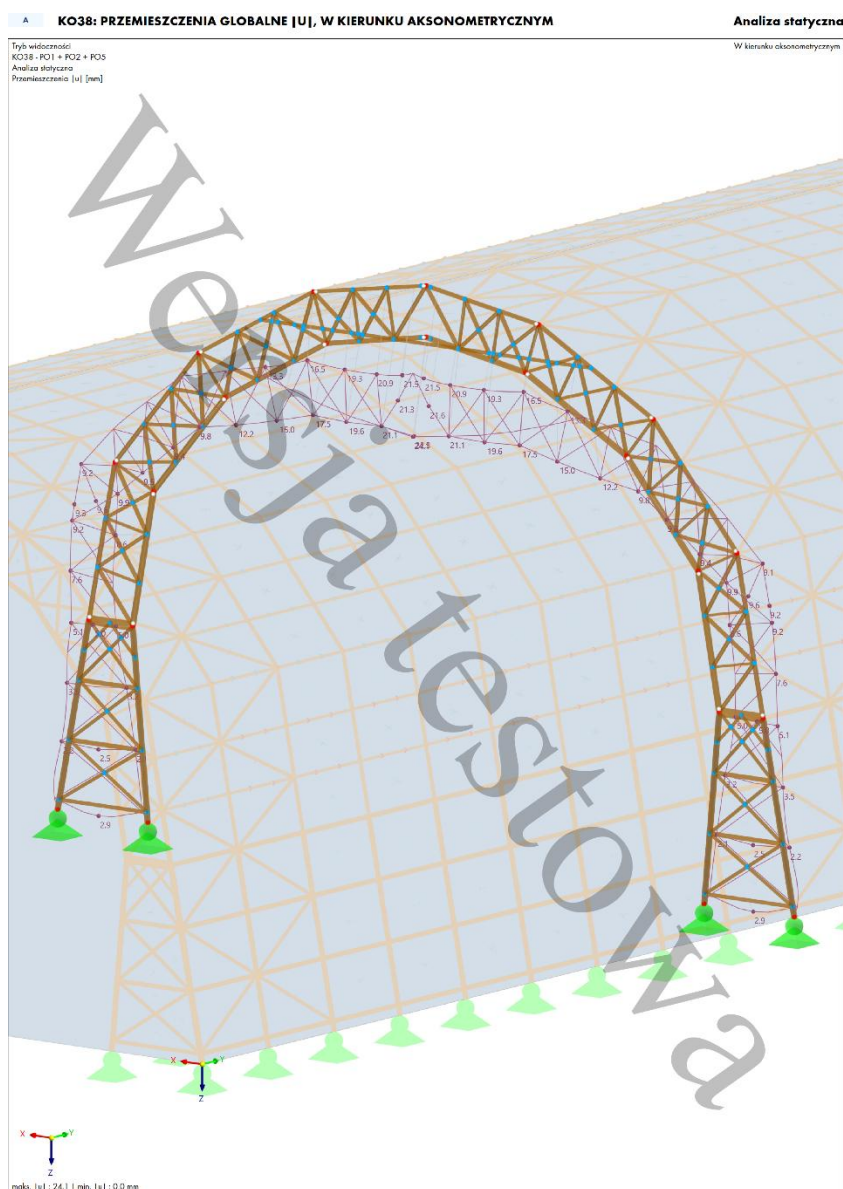
Podsumowując, przeprowadzona weryfikacja wykazała, że modele 2D i 3D są zgodne jakościowo pod względem podstawowego mechanizmu pracy konstrukcji. Oba modele wskazują dominującą rolę pracy osiowej elementów, zbliżony charakter deformacji oraz prawidłowe przekazywanie obciążeń na podpory. Różnice ilościowe są uzasadnione zakresem odwzorowania konstrukcji i większą szczegółowością modelu przestrzennego. Na tej podstawie przyjęto, że model 2D może być wykorzystywany jako model uproszczony i kontrolny, natomiast model 3D stanowi model zasadniczy do pełnej oceny pracy konstrukcji w kolejnych wariantach obliczeniowych.

5.2. Ocena pracy konstrukcji przy historycznych obciążeniach obliczeniowych

Po przeprowadzeniu weryfikacji zgodności modeli 2D i 3D kolejnym etapem analizy była ocena pracy konstrukcji w wariancie historycznym podstawowym. W niniejszym podrozdziale analizie poddano model przestrzenny 3D konstrukcji oryginalnej, wykonany dla pierwotnych przekrojów elementów drewnianych przyjętych na podstawie rosyjskiego opracowania technicznego [L1]. Model obciążono oddziaływaniami historycznymi, odpowiadającymi dawnym założeniom projektowym.

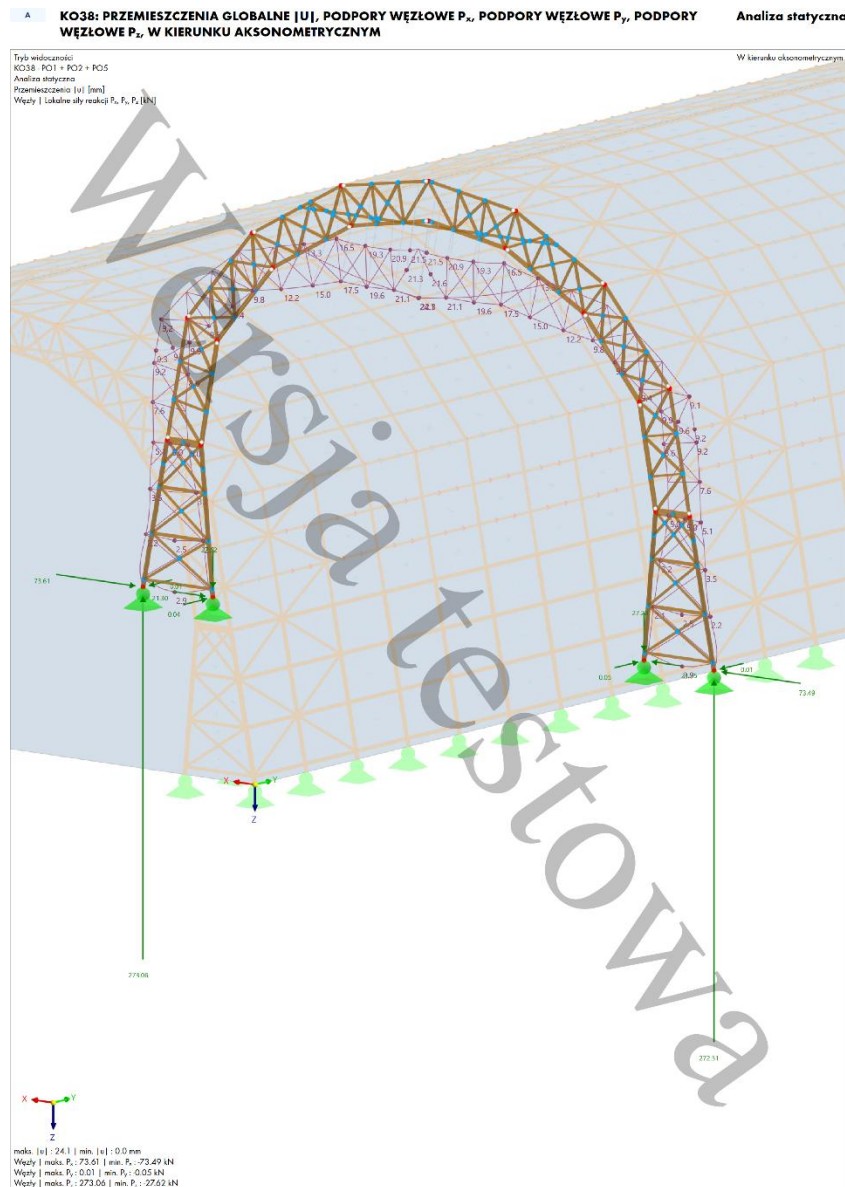
Celem tej części pracy było określenie, w jaki sposób odtworzona konstrukcja hangaru zachowuje się pod wpływem historycznych obciążeń obliczeniowych, bez stosowania współczesnych współczynników bezpieczeństwa obciążeniowych i materiałowych. Uzyskane wyniki należy więc traktować jako ocenę podstawowego mechanizmu pracy konstrukcji historycznej, a nie jako pełne wymiarowanie według aktualnych norm projektowych. Takie podejście pozwala najpierw ocenić historyczną logikę konstrukcyjną obiektu, a dopiero w kolejnych podrozdziałach zestawić ją ze współczesnymi wymaganiami bezpieczeństwa i użyteczności. Jako podstawową kombinację odniesienia przyjęto kombinację KO38, obejmującą ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe od warstw wykończenia dachu oraz równomierne obciążenie śniegiem przyjęte zgodnie z założeniami historycznymi. Kombinacja ta miała postać: $KO38 = PO1 + PO2 + PO5$

gdzie: PO1 oznacza ciężar własny konstrukcji, PO2 obciążenia stałe od warstw wykończenia dachu, natomiast PO5 równomiernie rozłożone obciążenie śniegiem. Przyjęcie tej kombinacji pozwoliło ocenić podstawowy mechanizm pracy konstrukcji pod wpływem obciążeń pionowych, bez dodatkowego oddziaływania wiatru. Postać deformacji modelu historycznego 3D dla kombinacji KO38 przedstawiono na rys. 5.7.



Rys. 5.7. Postać deformacji modelu historycznego 3D konstrukcji oryginalnej dla kombinacji KO38. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.7 można stwierdzić, że konstrukcja wykazuje prawidłowy i czytelny mechanizm pracy pod wpływem obciążeń pionowych. Największe przemieszczenia występują w górnej części układu łukowego, czyli w strefie najbardziej oddalonej od podpór i najbardziej podatnej na ugięcia. Wartości przemieszczeń zmniejszają się w kierunku koźłów podporowych, które przejmują obciążenia z części łukowej i przekazują je na podpory. Maksymalne przemieszczenie globalne w kombinacji KO38 wyniosło 24,1 mm. Wartość ta wskazuje, że przy historycznym układzie obciążeń pionowych konstrukcja zachowuje regularną i symetryczną postać deformacji. W dalszej kolejności przeanalizowano reakcje podporowe. Ich rozkład dla kombinacji KO38 przedstawiono na rys. 5.8.

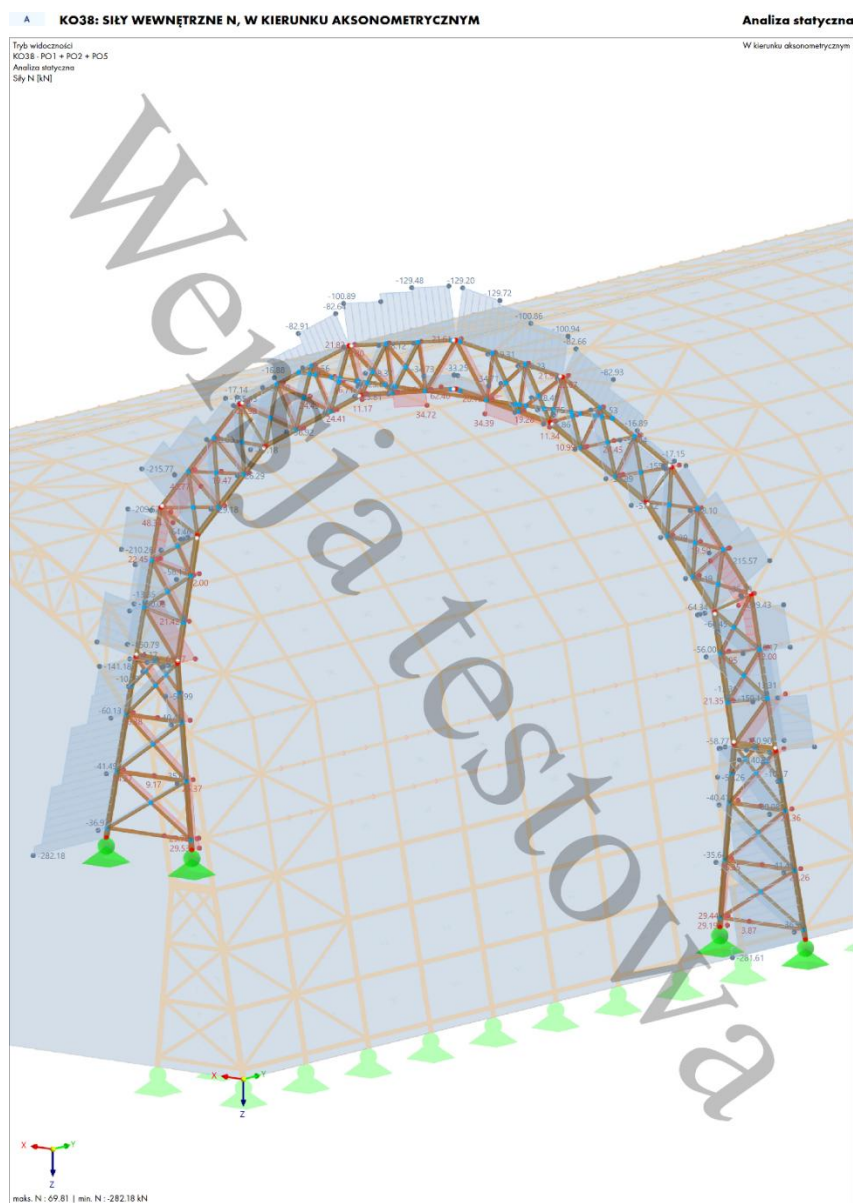


Rys. 5.8. Reakcje podporowe w modelu historycznym 3D konstrukcji oryginalnej dla kombinacji KO38. Źródło: opracowanie własne

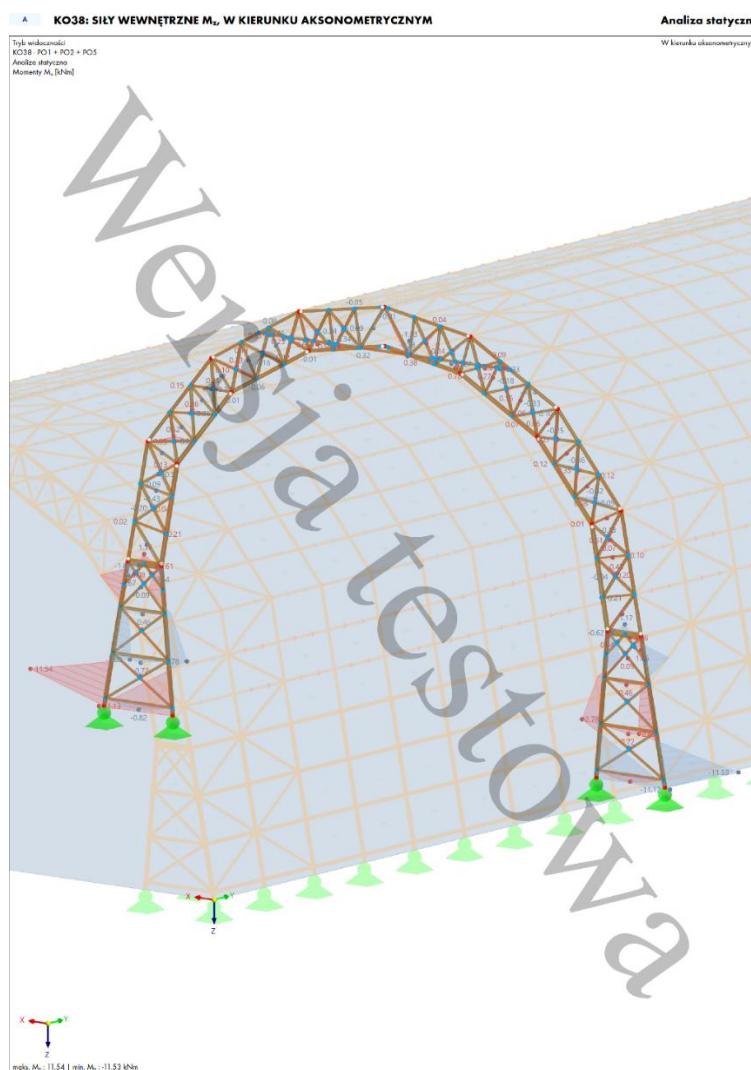
Rozkład reakcji podporowych potwierdza prawidłowy sposób przekazywania obciążeń z części dachowej i łukowej na koźły podporowe oraz podpory. W analizowanym wariancie występują zarówno reakcje pionowe, jak i poziome, co jest typowe dla układów łukowych, w których obciążenia pionowe powodują również powstanie poziomych składowych rozporu. Uzyskany obraz reakcji podporowych jest zgodny z oczekiwanym mechanizmem pracy konstrukcji łukowo-kratowej.

W celu oceny pracy głównego ustroju nośnego przeanalizowano również rozkład sił wewnętrznych. Szczególną uwagę zwrócono na siły osiowe oraz momenty zginające, ponieważ wielkości te najlepiej opisują charakter pracy elementów konstrukcji. Rozkład

sił osiowych N dla kombinacji KO38 przedstawiono na rys. 5.9, natomiast rozkład momentów zginających M_z na rys. 5.10.



Rys. 5.9. Rozkład sił osiowych N w modelu historycznym 3D konstrukcji dla kombinacji KO38. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.10. Rozkład momentów zginających M_z w modelu historycznym 3D konstrukcji dla kombinacji KO38. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.9 i 5.10 można stwierdzić, że podstawowy mechanizm pracy konstrukcji jest zgodny z charakterem układu łukowo-kratowego. W głównych elementach nośnych dominuje praca osiowa, natomiast momenty zginające mają charakter lokalny i występują przede wszystkim w strefach podporowych, węzłowych oraz w miejscach zmiany geometrii układu. Obciążenia pionowe są przekazywane z powierzchni dachu i układu łukowego na koźły podporowe, a następnie na podpory. Dominująca rola sił osiowych potwierdza poprawność kształtowania głównego ustroju nośnego jako konstrukcji łukowo-kratowej.

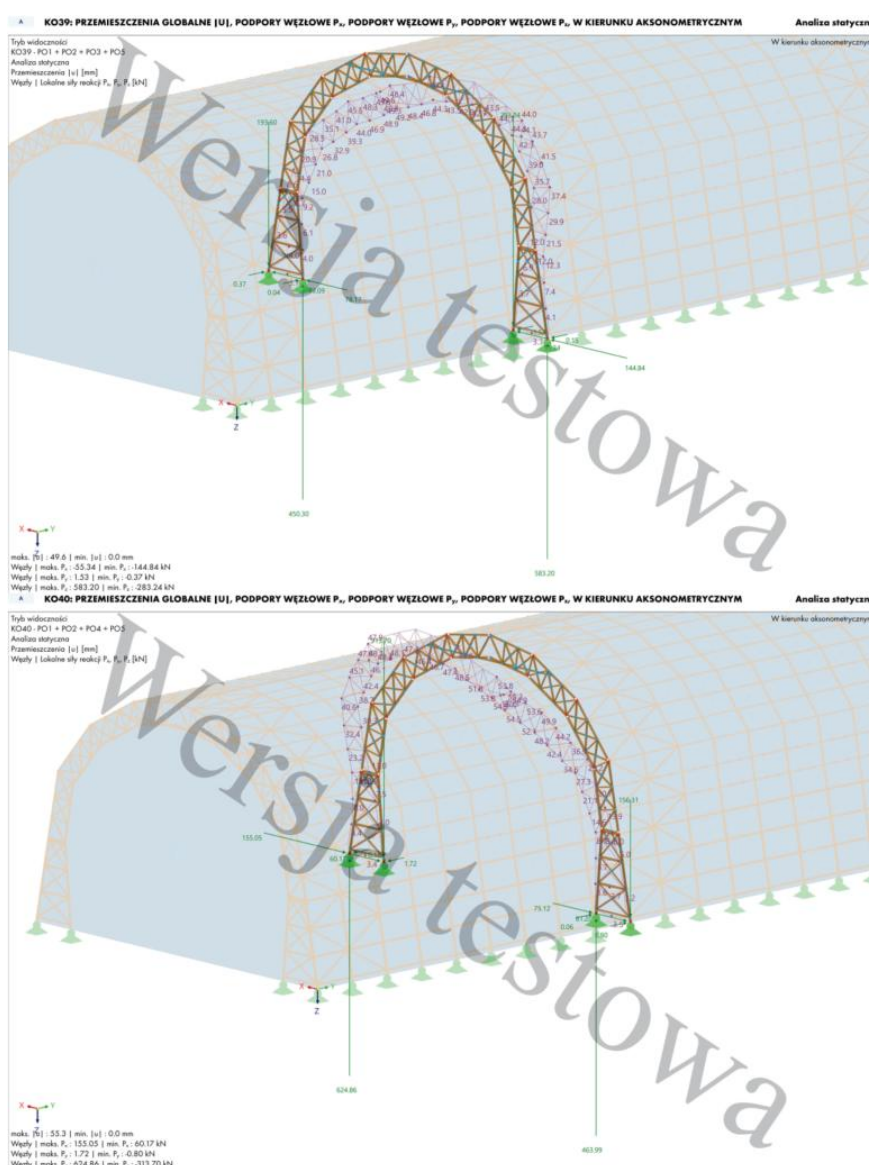
W dalszym etapie analizy sprawdzono wpływ oddziaływania wiatru na pracę historycznego modelu konstrukcji. W tym celu przeanalizowano dwie kombinacje obciążeń: KO39 oraz KO40. Kombinacja KO39 obejmowała ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe, historyczne oddziaływanie wiatru z lewej strony oraz równomierne obciążenie śniegiem, natomiast

kombinacja KO40 uwzględniała analogiczny układ obciążeń, lecz z historycznym oddziaływaniem wiatru z prawej strony konstrukcji. Kombinacje te miały postać:

$$KO39 = PO1 + PO2 + PO3 + PO5$$

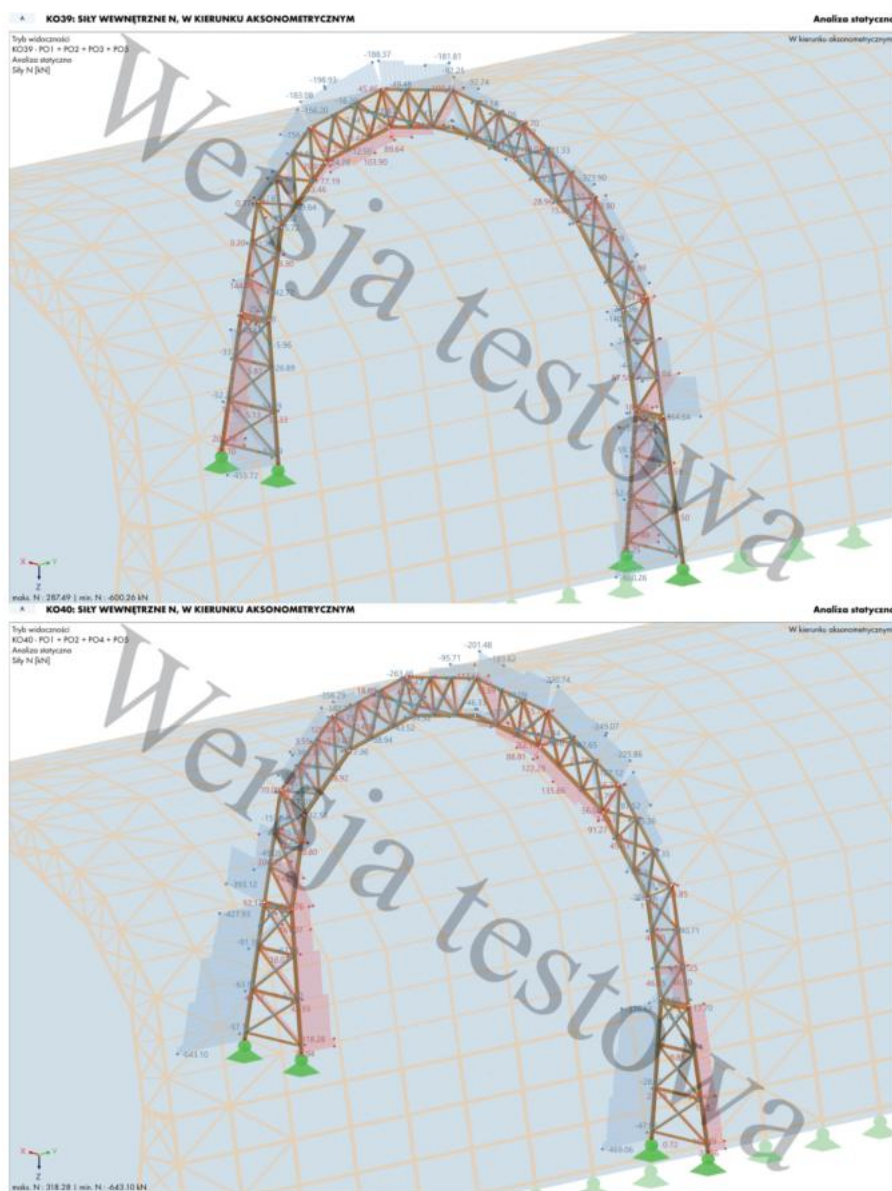
$$KO40 = PO1 + PO2 + PO4 + PO5$$

Analiza tych przypadków pozwoliła określić wpływ oddziaływania poziomego na przemieszczenia, reakcje podporowe oraz rozkład sił wewnętrznych. Należy podkreślić, że również w tym przypadku analizę prowadzono dla oryginalnych przekrojów elementów drewnianych, przy historycznych oddziaływaniach i bez stosowania współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Porównanie deformacji i reakcji podporowych dla kombinacji wiatrowych KO39 i KO40 przedstawiono na rys. 5.11.

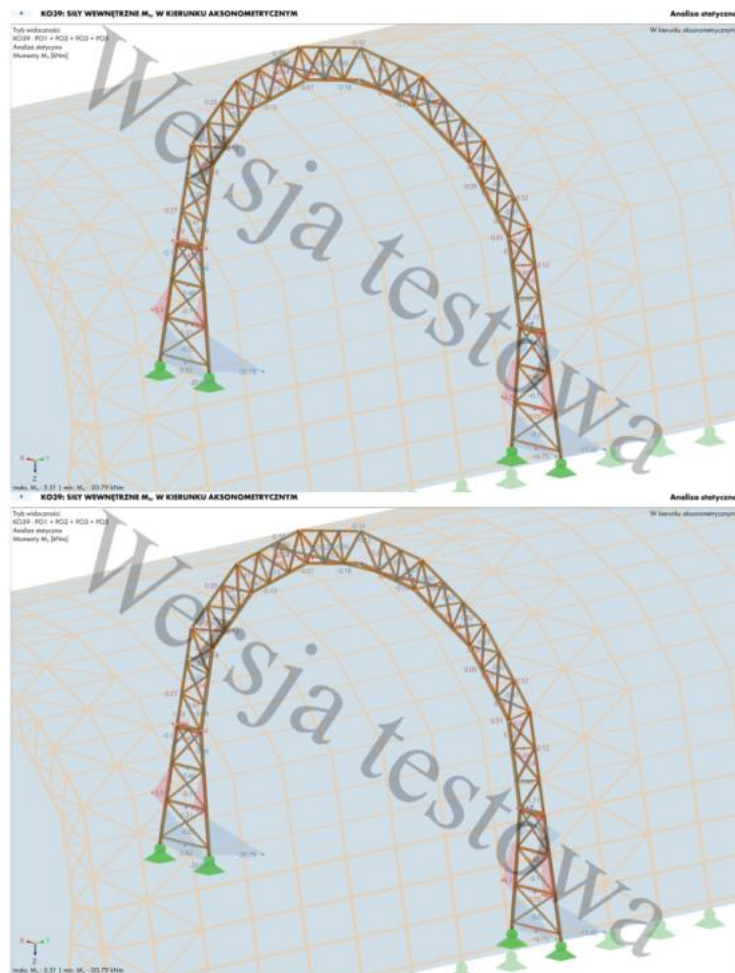


Rys. 5.11. Porównanie deformacji oraz reakcji podporowych modelu historycznego dla kombinacji KO39 i KO40. Źródło: opracowanie własne

Uwzględnienie oddziaływania wiatru spowodowało wzrost przemieszczeń oraz większe zróżnicowanie reakcji podporowych w porównaniu z kombinacją KO38. Dla kombinacji KO39 maksymalne przemieszczenie globalne wyniosło 49,6 mm, natomiast dla kombinacji KO40 55,3 mm. Oznacza to, że historyczne oddziaływanie wiatru istotnie wpływa na pracę przestrzenną konstrukcji, szczególnie w zakresie przemieszczeń poziomych i reakcji podporowych. Jednocześnie postać deformacji pozostaje regularna i nie wskazuje na wystąpienie nieprawidłowego mechanizmu pracy ustroju. Rozkład sił osiowych oraz momentów zginających dla kombinacji wiatrowych przedstawiono na rys. 5.12 i 5.13.



Rys. 5.12. Porównanie rozkładu sił osiowych N w modelu historycznym 3D dla kombinacji KO39 i KO40. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.13. Porównanie rozkładu momentów zginających M_z w modelu historycznym 3D dla kombinacji KO39 i KO40. Źródło: opracowanie własne

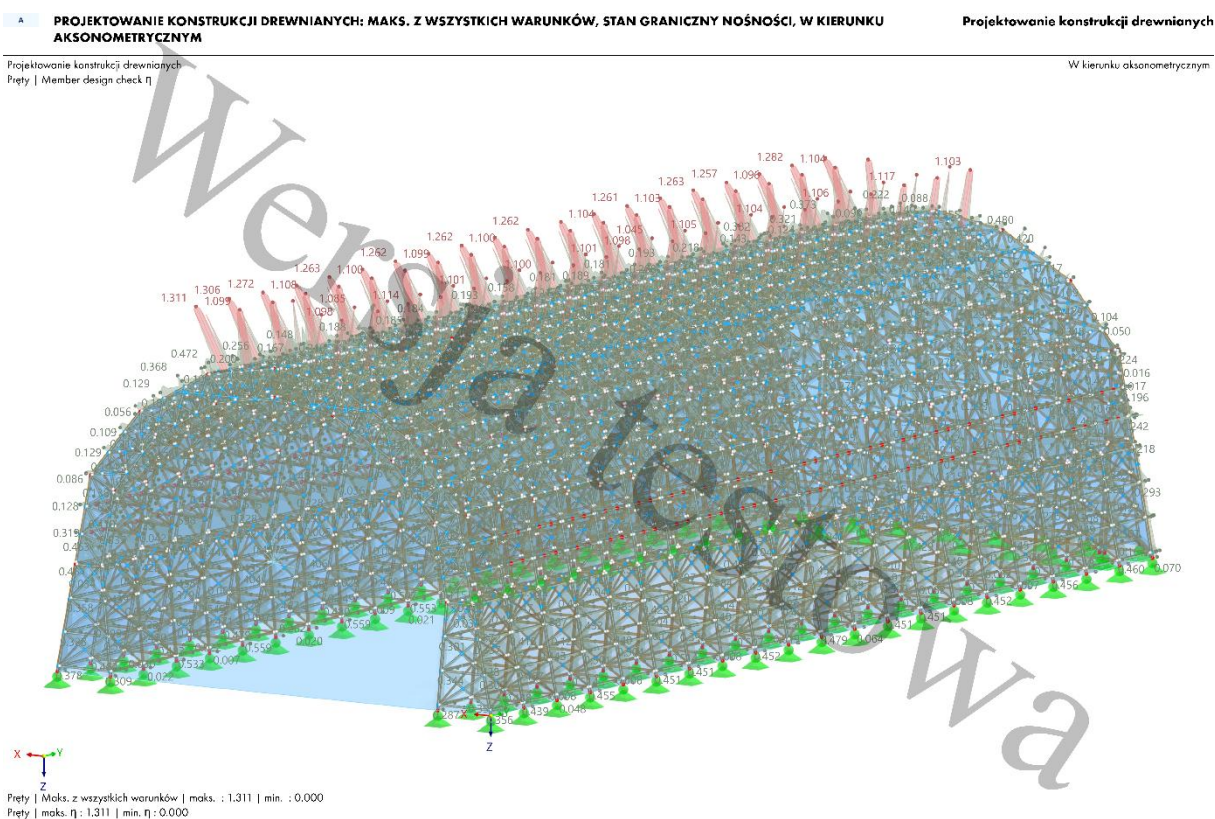
Wyniki dla kombinacji KO39 i KO40 potwierdzają, że obciążenie wiatrem zwiększa wartości sił wewnętrznych, lecz nie zmienia zasadniczego mechanizmu pracy konstrukcji. Nadal dominuje praca osiowa elementów, a momenty zginające występują głównie lokalnie, w strefach podporowych, węzłowych i w miejscach zmiany geometrii. Warianty wiatrowe pokazują jednak większą wrażliwość konstrukcji na oddziaływania niesymetryczne, co jest naturalne dla obiektu o znacznej wysokości i dużej powierzchni bocznej.

Zestawienie najważniejszych wyników uzyskanych dla kombinacji KO38, KO39 i KO40 przedstawiono w tabeli 5.2.

Tabela 5.2. Zestawienie ekstremalnych wyników statycznych modelu historycznego 3D konstrukcji oryginalnej.

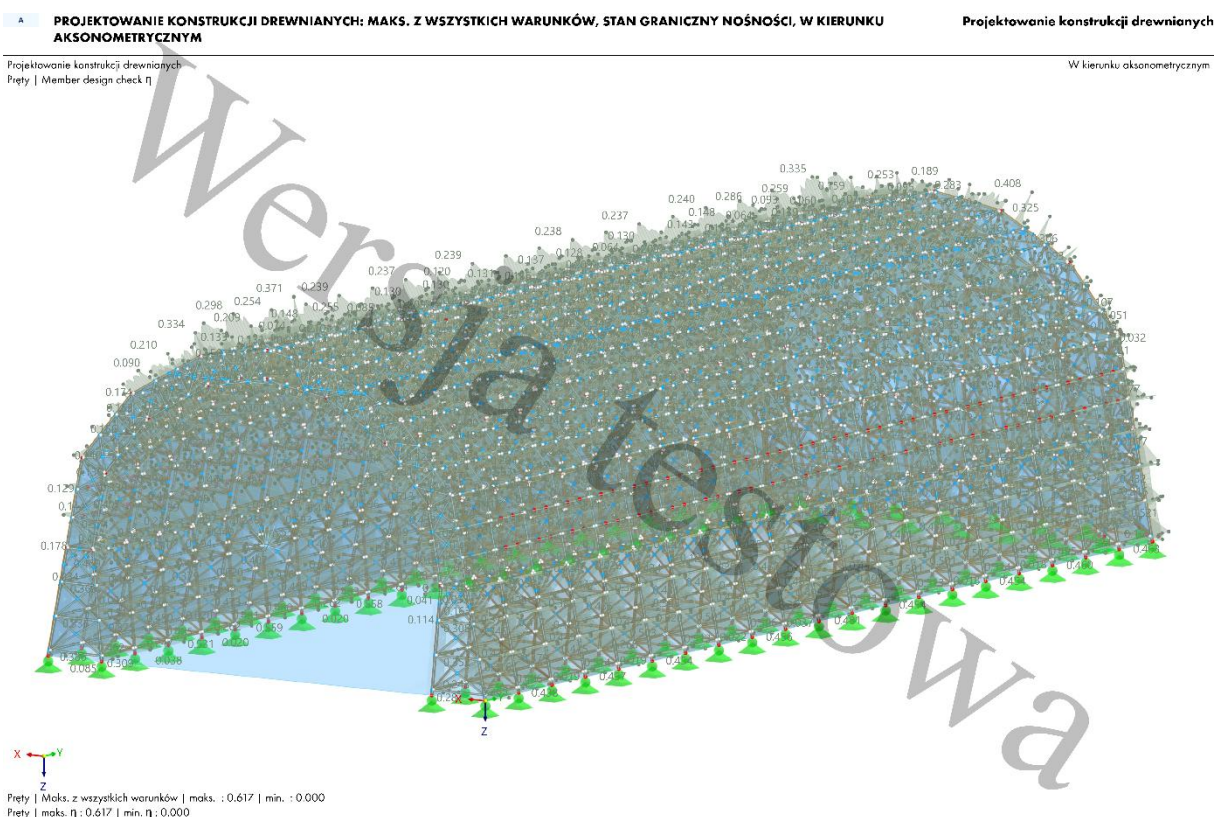
Wielkość analizowana			KO38	KO39	KO40
Maksymalne przemieszczenie globalne	u	[mm]	24,1	49,6	55,3
Maksymalna wartość bezwzględna reakcji	Px	[kN]	73,61	144,84	155,05
Maksymalna reakcja pionowa	Pz	[kN]	273,06	583,20	624,86
Maksymalny moment zginający	Mz	[kNm]	11,54	20,79	18,37
Maksymalna siła osiowa ściskająca	N	[kN]	282,18	600,26	643,10

Na podstawie tabeli 5.2 można stwierdzić, że najbardziej niekorzystne wartości globalne wystąpiły dla kombinacji zawierających oddziaływanie wiatru. W porównaniu z kombinacją KO38, kombinacje KO39 i KO40 powodują wyraźny wzrost przemieszczeń, reakcji podporowych oraz sił osiowych. Jest to zgodne z charakterem analizowanej konstrukcji, której znaczna wysokość i powierzchnia boczna powodują dużą wrażliwość na oddziaływania poziome. Jednocześnie uzyskane wyniki potwierdzają, że podstawowy mechanizm pracy konstrukcji pozostaje prawidłowy. Ostatnim etapem analizy wariantu historycznego było sprawdzenie stopnia wykorzystania elementów drewnianych przy przyjęciu oryginalnych przekrojów oraz materiału klasy C27. Klasę tę przyjęto jako założenie obliczeniowe odpowiadające wysokiej jakości drewna, o której wspomiano w materiale źródłowym [L1], przy braku jednoznacznego określenia współczesnej klasy wytrzymałościowej materiału. Wyniki sprawdzenia elementów przedstawiono na rys. 5.14.



Rys. 5.14. Stopień wykorzystania elementów drewnianych modelu historycznego 3D konstrukcji oryginalnej przy historycznych obciążeniach obliczeniowych. Źródło: opracowanie własne

Wyniki sprawdzenia wykazały, że główne elementy układu nośnego pracują prawidłowo w zakresie nośności. Konstrukcja jako całość zachowuje poprawny mechanizm pracy, a dominująca rola sił osiowych potwierdza prawidłową logikę kształtowania historycznego układu łukowo-kratowego. Najbardziej newralgicznym elementem okazały się jednak płatwie dachowe. W ich przypadku problemem nie była wyłącznie nośność przekroju, lecz przede wszystkim ugięcia oraz zginanie dwukierunkowe wynikające z dużej rozpiętości elementów, wynoszącej około 6,18 m. Wskazuje to, że płatwie były najbardziej wrażliwą częścią układu z punktu widzenia pracy przestrzennej modelu 3D. Kontrolnie sprawdzono również wariant z nieznacznie zwiększonym przekrojem płatwi. Wyniki tej analizy przedstawiono na rys. 5.15.



Rys. 5.15. Stopień wykorzystania elementów drewnianych w wariancie kontrolnym ze zwiększonym przekrojem płatwi drewnianych. Źródło: opracowanie własne

Analiza kontrolna wykazała, że zwiększenie wysokości przekroju płatwi z 140×140 mm do 140×180 mm pozwala znacząco poprawić ich pracę przy historycznych obciążeniach obliczeniowych. Wynik ten potwierdza, że problem płatwi wynikał przede wszystkim z ich niewystarczającej sztywności przy dużej rozpiętości, a nie z błędnej koncepcji całego układu nośnego. Jednocześnie należy podkreślić, że wariant ten miał charakter wyłącznie kontrolny i nie stanowił jeszcze docelowego wariantu współczesnego, analizowanego w dalszej części pracy.

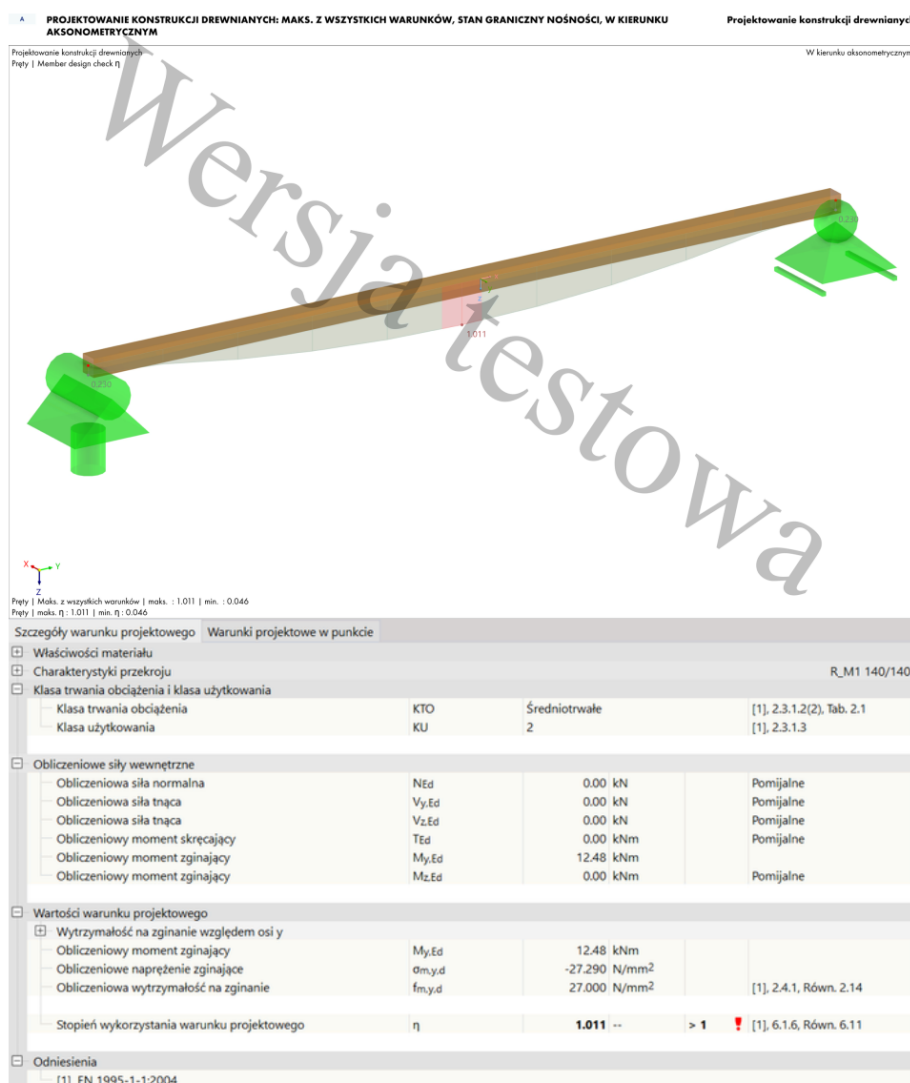
Podsumowując, analiza modelu historycznego 3D przy oryginalnych przekrojach i historycznych obciążeniach obliczeniowych wykazała, że zasadniczy układ nośny hangaru pracuje poprawnie. Konstrukcja zachowuje regularną postać deformacji, prawidłowo przekazuje obciążenia na podpory, a jej mechanizm pracy jest zdominowany przez siły osiowe, co jest zgodne z charakterem ustroju łukowo-kratowego. Oddziaływanie wiatru zwiększa wartości przemieszczeń i sił wewnętrznych, lecz nie zmienia podstawowego sposobu pracy konstrukcji. Najważniejszym wnioskiem z analizy jest stwierdzenie, że historyczna koncepcja konstrukcyjna hangaru była poprawna pod względem statycznym, jednak najbardziej newralgicznym elementem układu były płatwie dachowe. Ich pierwotny przekrój

był niewystarczający z punktu widzenia sztywności i pracy przestrzennej w modelu 3D. W dalszych podrozdziałach wyniki te zostaną zestawione ze współczesną filozofią bezpieczeństwa oraz współczesnymi obciążeniami normowymi.

Dodatkowa ocena pracy płatwi dachowej 140 x 140 mm w modelu historycznym podstawowym

W celu dokładniejszego sprawdzenia pracy elementów drugorzędnych w modelu historycznym podstawowym przeprowadzono dodatkową analizę pojedynczej płatwi dachowej. Do sprawdzenia przyjęto przekrój 140×140 mm, odpowiadający przekrojowi rozpatrywanemu we wcześniejszym wariantie rekonstrukcyjnym. Analizę wykonano dla podstawowych oddziaływań działających na element, czyli ciężaru własnego, obciążeń stałych oraz obciążenia śniegiem. W tym wariantie nie uwzględniano jeszcze pełnej współczesnej procedury bezpieczeństwa, a więc dodatkowych współczynników częściowych obciążeń oraz współczynników zmniejszających obliczeniową wytrzymałość materiału.

Pierwsze sprawdzenie wykonano dla płatwi ustawionej w taki sposób, że zginanie następowało zasadniczo względem jednej głównej osi przekroju. W tym przypadku maksymalny stopień wykorzystania wyniósł $\eta = 1,011$. Oznacza to bardzo niewielkie przekroczenie warunku nośności, wynoszące około 1,1%. Wynik ten jest istotny, ponieważ pokazuje, że przy podstawowych wartościach obciążeń i uproszczonym sposobie pracy elementu przekrój 140×140 mm znajdował się praktycznie na granicy spełnienia warunku wytrzymałościowego. Wyniki uzyskane przy analizie belki jednokierunkowo zginanej przedstawiono na rys.



Rys. 5.16. Sprawdzenie płatwi dachowej 140x140 mm w modelu historycznym bez uwzględniania obrotu płatwi o kąt 9°. Źródło: opracowanie własne

Następnie przeanalizowano ten sam element z uwzględnieniem rzeczywistego położenia płatwi w konstrukcji. Ze względu na geometrię dachu płatew nie leży w układzie idealnie równoległym do osi głównych przekroju, lecz jest obrócona o około 9°, ponieważ została ustawiona prostopadłe do pasa górnego kratownicy łukowej. Takie położenie lepiej odpowiada rzeczywistej pracy elementu w odtwarzanym układzie konstrukcyjnym. Po uwzględnieniu tego obrotu pojawiło się zginanie dwukierunkowe, a maksymalny stopień wykorzystania wzrósł do $\eta = 1,109$.



Rys. 5.17. Sprawdzenie płatwi dachowej 140x140 mm w modelu historycznym z uwzględnieniem obrotu płatwi o kąt 9°. Źródło: opracowanie własne

Uzyskane wyniki są ważne z punktu widzenia interpretacji pierwotnego rozwiązania konstrukcyjnego. Pokazują one, że płatew o przekroju 140×140 mm, analizowana przy podstawowych oddziaływaniach i bez pełnego współczesnego zestawu współczynników bezpieczeństwa, była bardzo bliska spełnienia warunku wytrzymałościowego. Dopiero dokładniejsze uwzględnienie jej rzeczywistego ustawienia w konstrukcji, a więc obrotu przekroju o około 9°, powodowało wyraźniejszy wzrost wyężenia. Na tej podstawie można przypuszczać, że w pierwotnym rozwiązaniu większą uwagę poświęcano głównym elementom układu poprzecznego hangaru, takim jak kratownice łukowe, koźły podporowe i zasadnicze elementy nośne. Płatwie mogły być natomiast traktowane jako elementy drugorzędne, dobierane bardziej na podstawie doświadczenia wykonawczego, dostępnych wymiarów drewna oraz prostszych założeń obciążeniowych. Nie oznacza to jednak, że ich przekrój

był przypadkowy. Przeciwnie, przeprowadzona analiza pokazuje, że przy historycznym sposobie oceny konstrukcji przekrój ten znajdował się bardzo blisko wartości granicznych.

Wyniki tej analizy dobrze pokazują różnicę pomiędzy historycznym i współczesnym podejściem do projektowania. W ujęciu historycznym przekrój 140×140 mm mógł być uznawany za wystarczający lub bliski wystarczającego, szczególnie przy uproszczonym traktowaniu pracy elementu. W ocenie współczesnej, obejmującej dokładniejsze modelowanie przestrzenne, zginanie dwukierunkowe, współczynniki bezpieczeństwa, warunki użytkowości oraz pełniejsze oddziaływania normowe, taki przekrój nie zapewnia już odpowiedniego zapasu nośności i sztywności. Z tego względu w modelu końcowym konieczne było zwiększenie przekroju płatwi dachowych.

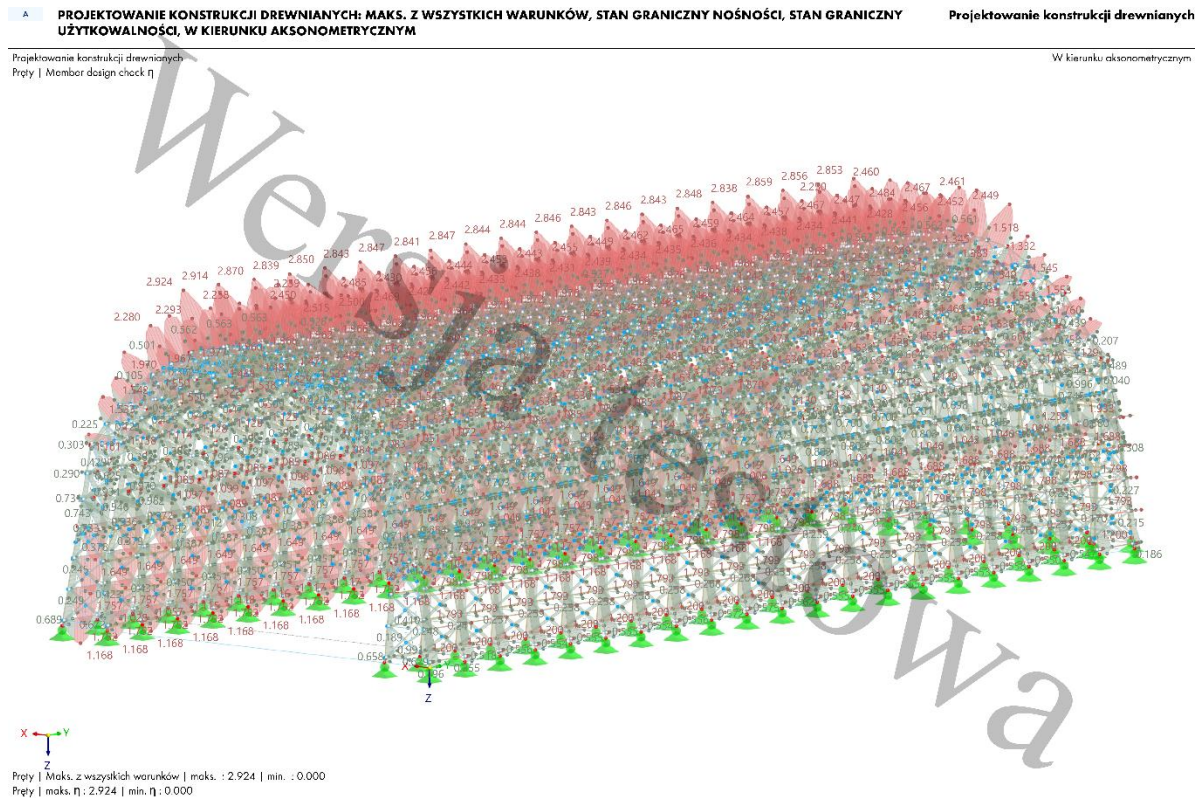
5.3. Wpływ współczesnych współczynników bezpieczeństwa na ocenę nośności konstrukcji

Po ocenie pracy konstrukcji przy historycznych obciążeniach obliczeniowych kolejnym etapem analizy było określenie wpływu współczesnych współczynników bezpieczeństwa na wyniki sprawdzenia tego samego układu konstrukcyjnego. W niniejszym podrozdziale analizie poddano model przestrzenny 3D konstrukcji oryginalnej, zachowując pierwotną geometrię, układ statyczny oraz przekroje elementów drewnianych odtworzone na podstawie materiałów źródłowych. W odróżnieniu od wariantu omówionego w podrozdziale 5.2, w analizie tej uwzględniono współczesne współczynniki częściowe obciążeń oraz współczynniki materiałowe stosowane przy projektowaniu konstrukcji drewnianych.

Celem tej części pracy było sprawdzenie, w jakim stopniu sama zmiana filozofii bezpieczeństwa wpływa na ocenę historycznej konstrukcji. Nie analizowano tu jeszcze wariantu z pełnym zestawem współczesnych oddziaływań normowych, ponieważ zagadnienie to omówiono w kolejnym podrozdziale. Wariant rozpatrywany w niniejszym punkcie należy zatem traktować jako etap pośredni pomiędzy modelem historycznym podstawowym a pełną oceną konstrukcji według aktualnych wymagań normowych. Pozwala on oddzielić wpływ współczesnych współczynników bezpieczeństwa od wpływu całkowicie współczesnych wartości obciążeń.

W analizie przyjęto kombinacje obliczeniowe stanu granicznego nośności oraz stanu granicznego użytkowości. Zestawienie kombinacji wskazało, że w przypadku sprawdzenia nośności największe znaczenie miały kombinacje wiatrowe, w szczególności KO7 oraz KO8. Oznacza to, że po zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa decydującym

czynnikiem dla oceny konstrukcji nie są wyłącznie obciążenia pionowe, lecz przede wszystkim oddziaływania poziome związane z działaniem wiatru. W pierwszej kolejności przeanalizowano zbiorcze wyniki sprawdzenia elementów drewnianych dla wszystkich warunków projektowych. Mapę stopnia wykorzystania elementów przedstawiono na rys. 5.18.

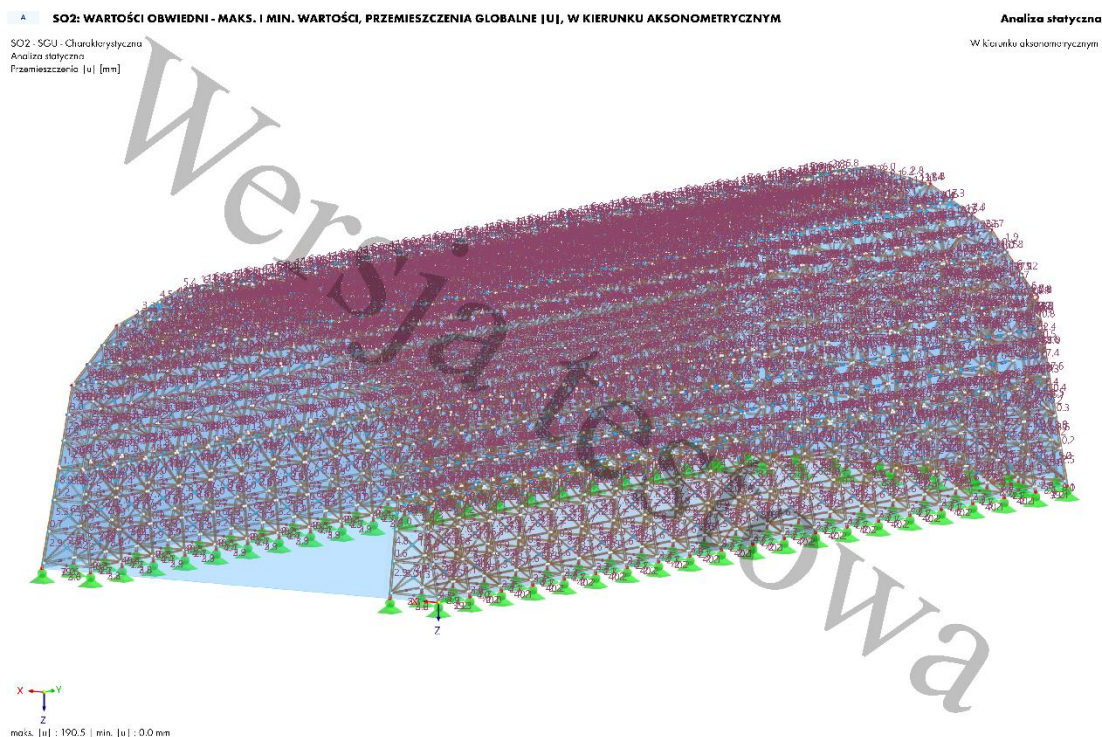


Rys. 5.18. Stopień wykorzystania elementów drewnianych modelu historycznego 3D przy zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Źródło: opracowanie własne

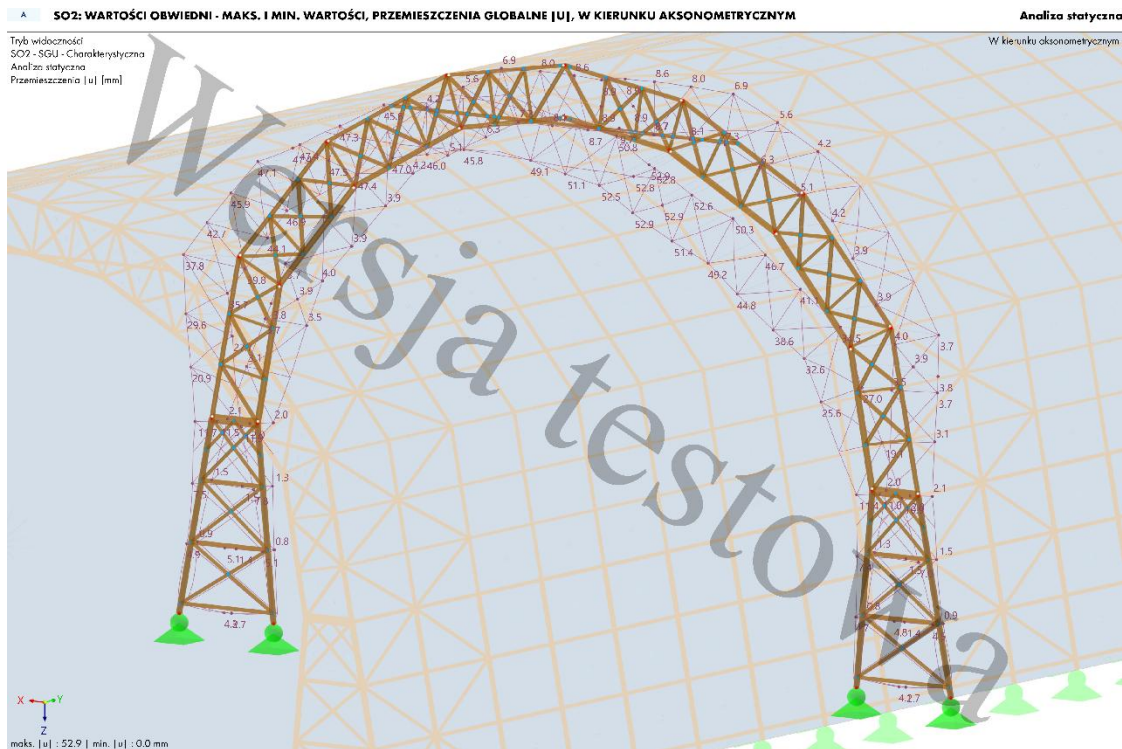
Na podstawie wyników przedstawionych na rys. 5.16 stwierdzono, że konstrukcja historyczna wykonana na oryginalnych przekrojach elementów drewnianych nie spełnia warunków nośności według współczesnych zasad projektowania. Maksymalny stopień wykorzystania osiągnął wartość $\eta = 2,924$, co oznacza istotne przekroczenie dopuszczalnego poziomu wyężenia. Przekroczenia koncentrują się przede wszystkim w górnej strefie konstrukcji dachowej, w rejonie płatwi oraz elementów bezpośrednio współpracujących z połącią dachową. Wynik ten potwierdza wcześniejsze obserwacje z analizy historycznej, w której płatwie wskazano jako najbardziej newralgiczny element układu. Szczegółowy przegląd wyników wykazał, że największe przekroczenia dotyczą warunków obejmujących zginanie dwukierunkowe, zginanie dwukierunkowe z jednoczesnym działaniem siły osiowej oraz warunki stateczności elementów ściskanych. Oznacza to, że współczesna analiza przestrzenna ujawnia bardziej złożony charakter pracy konstrukcji niż tradycyjne metody obliczeniowe stosowane w okresie jej powstania. Historyczny układ, który był projektowany przede

wszystkim z wykorzystaniem uproszczonych schematów płaskich, w ujęciu współczesnym musi zostać oceniony także pod kątem zginania w dwóch płaszczyznach, wyboczenia oraz interakcji sił wewnętrznych.

W dalszej kolejności przeanalizowano przemieszczenia konstrukcji w stanie granicznym użyteczności. Obwiednię globalnych przemieszczeń przedstawiono na rys. 5.19, natomiast zdeformowaną postać reprezentatywnej ramy poprzecznej pokazano na rys. 5.20.



Rys. 5.19. Obwiednia globalnych przemieszczeń modelu historycznego 3D w SGU. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.20. Przemieszczenie reprezentatywnej ramy poprzecznej modelu historycznego 3D w SGU. Źródło: opracowanie własne

Wyniki analizy SGU wskazują, że konstrukcja wykazuje również niedostateczną sztywność użytkową. Maksymalne globalne przemieszczenie obwiedni osiągnęło wartość około 190,5 mm, natomiast dla reprezentatywnej ramy poprzecznej uzyskano przemieszczenie około 52,9 mm. Największe deformacje występują w górnej części układu łukowego oraz w obrębie połaci dachowej, czyli w strefach, w których występują również najwyższe stopnie wykorzystania elementów. Oznacza to, że problem konstrukcji nie ogranicza się wyłącznie do nośności pojedynczych przekrojów, lecz obejmuje także ogólną sztywność przestrzenną ustroju. W celu pełniejszej interpretacji wyników przeanalizowano również obwiedniowe wartości sił wewnętrznych dla kombinacji stanu granicznego nośności. Rozkład momentów zginających M_z przedstawiono na rys. 5.21, natomiast rozkład sił osiowych N na rys. 5.22.

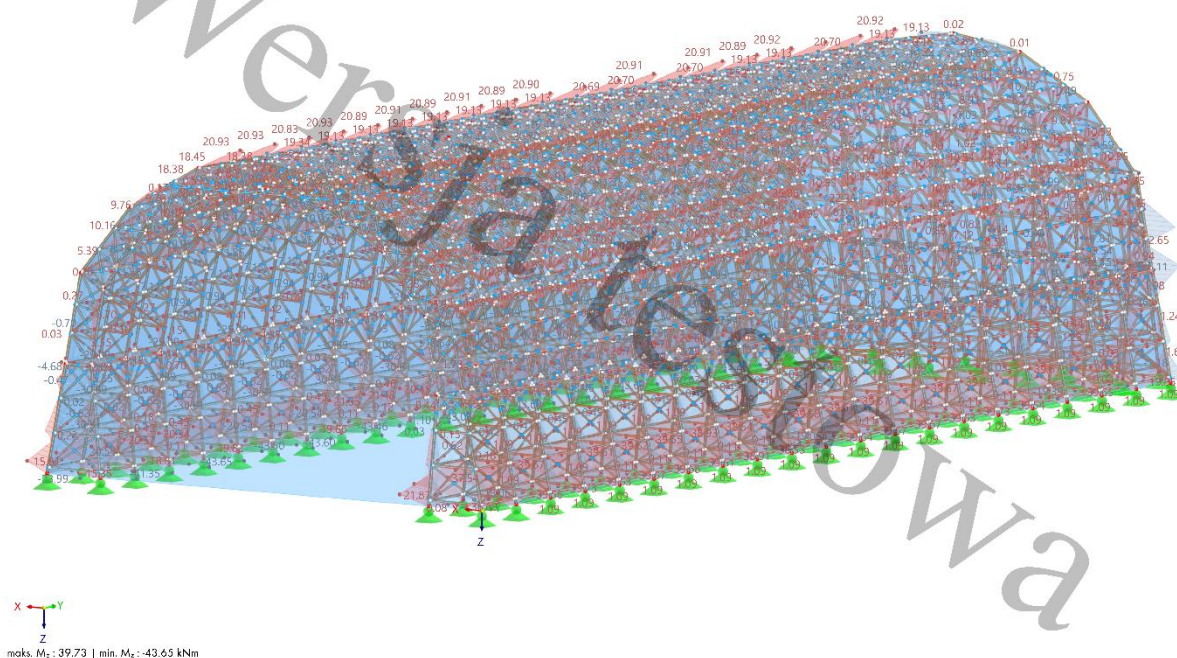
ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIALEGOSTOKU

A SO1: WARTOŚCI OBWIEDNI - MAKS. I MIN. WARTOŚCI, SIŁY WEWNĘTRZNE M_z , W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

Analiza statyczna

SO1 - SGN [STR/GEO] - Trwała i przejściowa - Równ. 6.10a i 6.10b
Analiza statyczna
Momenty M_z [kNm]

W kierunku aksonometrycznym



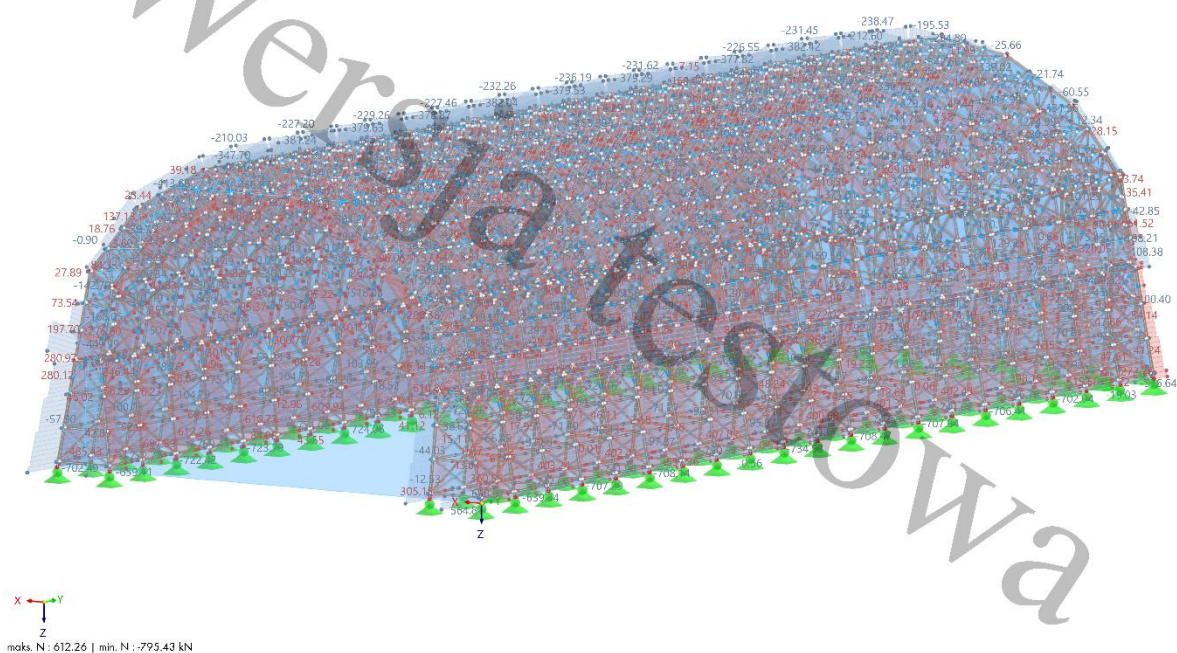
Rys. 5.21. Obwiednia momentów zginających M_z w modelu historycznym przy zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Źródło: opracowanie własne

A SO1: WARTOŚCI OBWIEDNI - MAKS. I MIN. WARTOŚCI, SIŁY WEWNĘTRZNE N , W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

Analiza statyczna

SO1 - SGN [STR/GEO] - Trwała i przejściowa - Równ. 6.10a i 6.10b
Analiza statyczna
Siły N [kN]

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 5.22. Obwiednia sił osiowych N w modelu historycznym 3D przy zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa. Źródło: opracowanie własne

Analiza obwiedni sił wewnętrznych wykazała znaczny wzrost poziomu sił obliczeniowych w stosunku do wariantu historycznego bez współczynników bezpieczeństwa. Maksymalna wartość momentu zginającego M_z wyniosła około 43,65 kNm, natomiast siły osiowe osiągnęły wartości od około +612,26 kN do około -795,43 kN. Wzrost ten nie wynika ze zmiany geometrii ani przekrojów konstrukcji, lecz z zastosowania współczesnych współczynników częściowych oraz bardziej rygorystycznego sposobu oceny bezpieczeństwa elementów.

Warto zauważyć, że mimo wzrostu wartości sił wewnętrznych zasadniczy mechanizm pracy konstrukcji pozostaje podobny do zaobserwowanego w podrozdziale 5.2. Nadal dominującą rolę odgrywa praca osiowa elementów układu łukowo-kratowego, jednak udział zginania i warunków stateczności staje się znacznie bardziej istotny. Właśnie te efekty decydują o przekroczeniu dopuszczalnego stopnia wykorzystania elementów. Oznacza to, że konstrukcja, która w ujęciu historycznym mogła być uznana za poprawną, nie spełnia wymagań wynikających ze współczesnej oceny nośności i stateczności.

Szczególnie istotne są wyniki stanu granicznego użytkowalności. W przypadku kombinacji SGU maksymalny stopień wykorzystania osiągnął wartość 1,798, a decydująca okazała się kombinacja KO16. Wskazuje to, że nawet przy ewentualnym zwiększeniu nośności części elementów problemem pozostawałaby odkształcalność ustroju. W praktyce oznacza to, że historyczna konstrukcja wymagałaby nie tylko lokalnego zwiększenia nośności wybranych przekrojów, ale również poprawy sztywności elementów dachowych, zwłaszcza płatwi. Przeprowadzona analiza pozwala sformułować kilka zasadniczych wniosków. Po pierwsze, zastosowanie współczesnych współczynników bezpieczeństwa znacząco zaostrza ocenę nośności historycznego modelu konstrukcji. Po drugie, najbardziej niekorzystne okazują się kombinacje wiatrowe, co potwierdza dużą wrażliwość wieloprzestrzennego hangaru na oddziaływania poziome. Po trzecie, najbardziej krytyczne pozostają elementy dachowe, w szczególności płatwie, których niedostateczna sztywność i nośność ujawniają się zarówno w stanie granicznym nośności, jak i w stanie granicznym użytkowalności.

Jednocześnie na podstawie spełnienia warunków nośności przez pozostałe elementy głównego układu kratowego można stwierdzić, że zasadniczy ustrój nośny hangaru został ukształtowany w sposób racjonalny. Wyniki obliczeń sugerują, że historyczna logika projektowania koncentrowała się przede wszystkim na zapewnieniu pracy głównej ramy poprzecznej, natomiast elementy wtórne i stężające mogły być dobierane bardziej na podstawie doświadczenia wykonawczego oraz praktyki ciesielskiej niż na podstawie pełnej analizy

stanów granicznych w rozumieniu współczesnym. Należy jednak traktować tę interpretację ostrożnie, ponieważ dostępne materiały źródłowe nie pozwalają jednoznacznie odtworzyć pełnej metodyki historycznego wymiarowania wszystkich elementów konstrukcji. Kontrolnie sprawdzono również wariant modernizacyjny, w którym zachowano geometrię oraz zasadniczy układ konstrukcyjny modelu historycznego, lecz zastosowano współczesny materiał konstrukcyjny GL28h oraz zwiększono przekrój płatwi dachowych do 200 x 200 mm. Wariant ten pozwolił spełnić warunki nośności przy zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa, a maksymalny stopień wykorzystania elementów wyniósł około $\eta = 0,927$. Wynik ten wskazuje, że niespełnienie warunków w modelu oryginalnym nie wynikało z błędnej logiki całego układu nośnego, lecz przede wszystkim z niewystarczających parametrów materiałowych oraz zbyt małej sztywności wybranych elementów dachowych, w szczególności płatwi. Szczegółowe omówienie wariantu modernizacyjnego przedstawiono w dalszej części pracy, w podrozdziale dotyczącym wymiarowania głównych elementów konstrukcyjnych.

Podsumowując, model historyczny 3D konstrukcji oryginalnej, zachowujący pierwotne przekroje elementów drewnianych, lecz oceniany z zastosowaniem współczesnych współczynników bezpieczeństwa, nie spełnia wymagań nośności ani użyteczności. Maksymalny stopień wykorzystania elementów wynosi $\eta = 2,924$, a przekroczenia dotyczą przede wszystkim warunków związanych ze zginaniem dwukierunkowym, działaniem sił osiowych oraz statecznością prętów. Otrzymane wyniki pokazują, że sama zmiana zasad oceny bezpieczeństwa, nawet bez pełnego przejścia na współczesny model obciążeń normowych, prowadzi do wniosku o konieczności wzmocnienia lub modyfikacji wybranych elementów konstrukcji. Wyniki te stanowią bezpośrednie przejście do kolejnego etapu pracy, w którym konstrukcję przeanalizowano przy pełnych współczesnych obciążeniach normowych. Należy jednak podkreślić, że wariant GL28h z płatwiami 200 x 200 mm miał charakter wyłącznie kontrolny. Dotyczył on oceny konstrukcji przy zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa, lecz bez pełnego zestawu współczesnych oddziaływań normowych. Nie należy go zatem traktować jako wariantu współczesnego w pełnym znaczeniu tego pojęcia. Pełny wariant współczesny, obejmujący aktualne obciążenia normowe oraz skorygowane przekroje elementów newralgicznych hangaru, przedstawiono w kolejnym podrozdziale pracy.

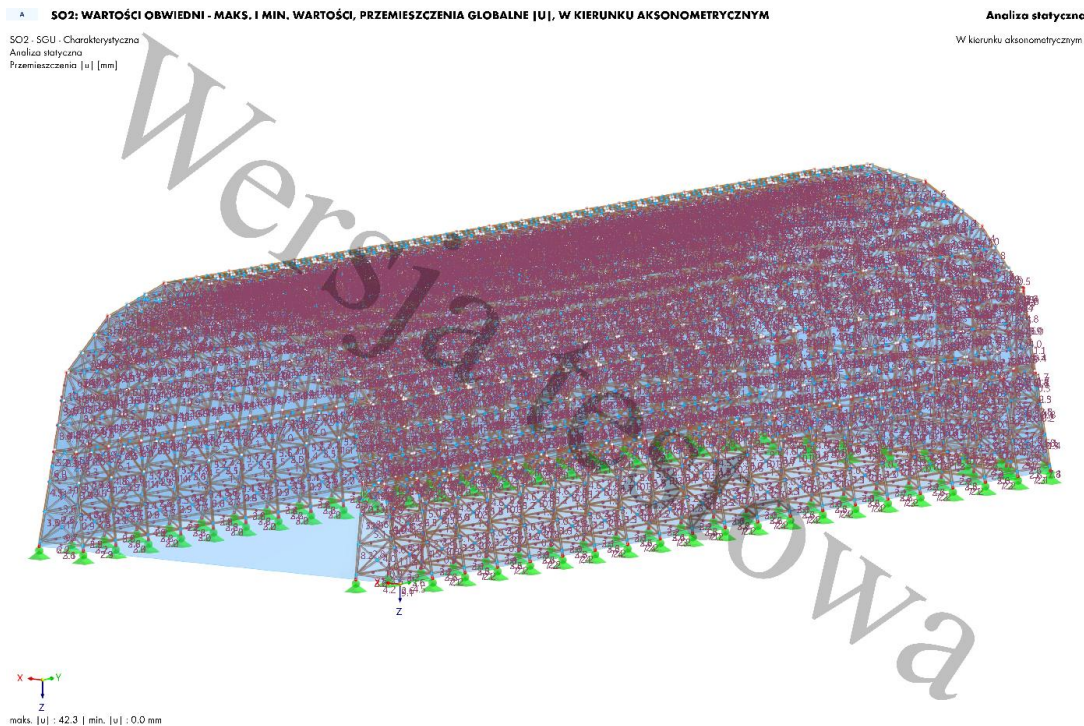
5.4. Ocena konstrukcji według współczesnych obciążeń normowych

Po analizie wpływu współczesnych współczynników bezpieczeństwa na ocenę konstrukcji oryginalnej kolejnym etapem było sprawdzenie pracy ustroju w wariancie współczesnym, przy pełnym zestawie aktualnych obciążeń normowych. W niniejszym podrozdziale analizie poddano model przestrzenny 3D, w którym zachowano historyczną geometrię oraz zasadniczy układ nośny hangaru, lecz zastosowano współczesny materiał konstrukcyjny oraz skorygowane przekroje elementów newralgicznych.

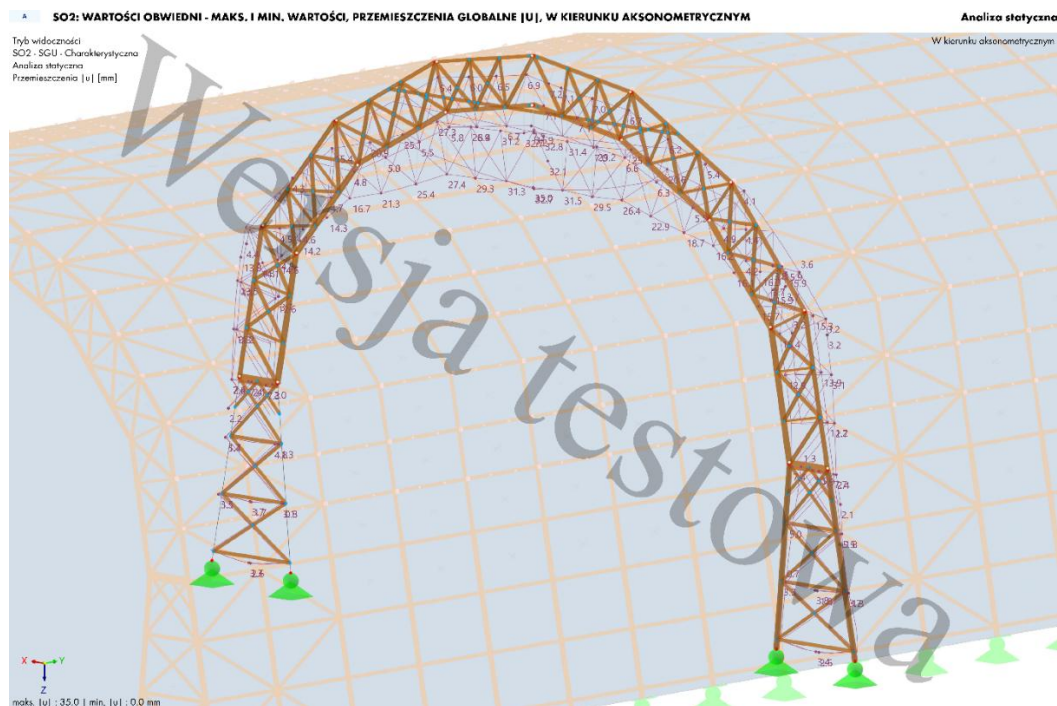
Wariant ten nie stanowi już modelu konstrukcji oryginalnej w sensie materiałowym i przekrojowym. Jest to wariant modernizacyjny modelu o geometrii historycznej, którego celem było sprawdzenie, czy pierwotna koncepcja konstrukcyjna może zostać dostosowana do współczesnych wymagań projektowych. Do obliczeń przyjęto drewno klejone warstwowo klasy GL28h, natomiast przekrój płatwi dachowych zwiększono do 200×340 mm.

Zmiana przekroju płatwi była konieczna, ponieważ wcześniejsze warianty o mniejszych przekrojach nie zapewniały wystarczającej sztywności oraz nie spełniały warunków użytkowości i nośności przy pełnych współczesnych obciążeniach normowych. Szczególnie istotne okazały się płatwie dachowe, których rozpiętość wynosiła około 6,18 m. Przy takiej rozpiętości elementy te są silnie wrażliwe na ugięcia oraz na zginanie dwukierunkowe ze względu na nachylenie połaci dachowej hangaru. Pomimo zastosowania dodatkowych tężników podpierających, przekrój płatwi musiał zostać zwiększony, aby zapewnić spełnienie warunków projektowych. Ostatecznie przyjęty przekrój 200×340 mm należy traktować jako wynik procesu obliczeniowego, a nie jako założenie arbitralne.

W pierwszej kolejności przeanalizowano przemieszczenia konstrukcji w stanie granicznym użytkowości. Obwiednię przemieszczeń globalnych całego modelu przedstawiono na rys. 5.23, natomiast postać deformacji reprezentatywnej ramy poprzecznej pokazano na rys. 5.24.



Rys. 5.23. Obwódca przemieszczeń globalnych wariantu współczesnego modelu 3D przy współczesnych obciążeniach. Źródło: opracowanie własne

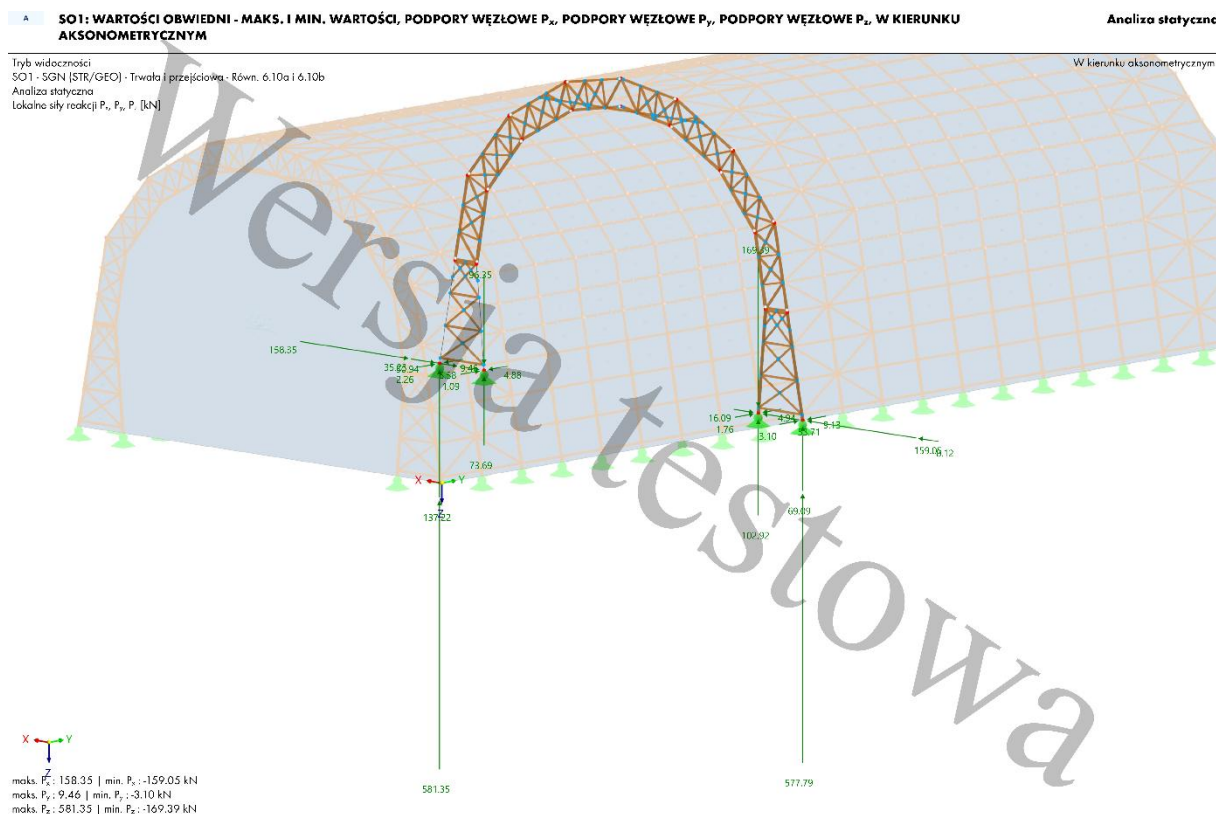


Rys. 5.24. Przemieszczenia reprezentatywnej ramy poprzecznej wariantu współczesnego modelu 3D. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.23. można stwierdzić, że maksymalne przemieszczenie globalne całego modelu wyniosło 42,3 mm. Dla reprezentatywnej ramy poprzecznej, przedstawionej na rys. 5.21, maksymalne przemieszczenie wyniosło 35,0 mm. Największe wartości

przemieszczeń występują w górnej części układu łukowego oraz w obrębie połaci dachowej, co jest zgodne z oczekiwanym charakterem pracy konstrukcji wieloprzestrzennej.

W porównaniu z wariantem historycznym ocenianym przy współczesnych współczynnikach bezpieczeństwa uzyskano wyraźne ograniczenie odkształcalności układu. Potwierdza to skuteczność zastosowania materiału GL28h oraz zwiększenia przekroju płatwi dachowych. Należy jednak podkreślić, że największe przemieszczenia nadal koncentrują się w strefie dachowej, co wskazuje, że elementy połaciowe pozostają najbardziej wrażliwą częścią konstrukcji z punktu widzenia stanu granicznego użytkowości. W dalszej kolejności przeanalizowano reakcje podporowe. Ich rozkład przedstawiono na rys. 5.25.



Rys. 5.25. Reakcje podporowe wariantu współczesnego modelu 3D. Źródło: opracowanie własne

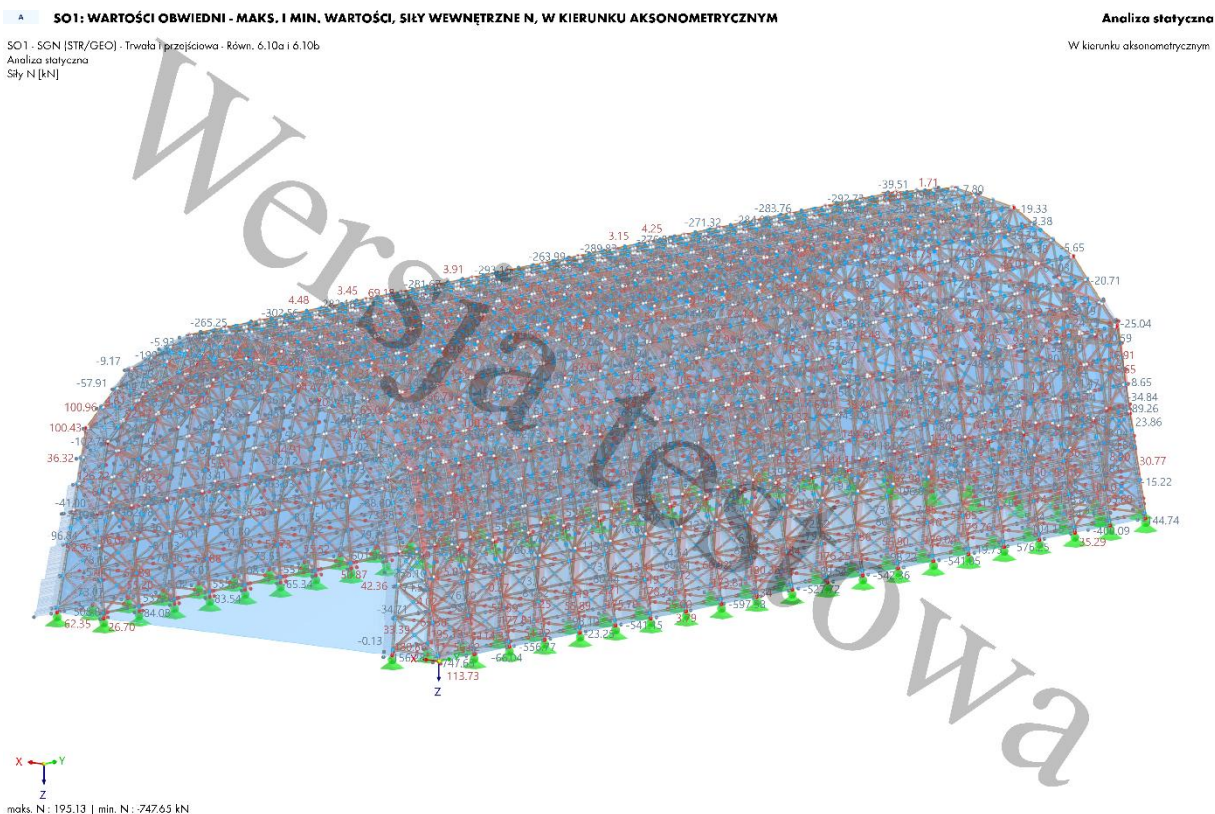
Maksymalna wartość bezwzględna reakcji poziomej P_x wyniosła około 159,05 kN, natomiast maksymalna reakcja pionowa P_z osiągnęła wartość około 581,35 kN. Wartości te potwierdzają, że układ podporowy nadal odgrywa istotną rolę w przyjmowaniu poziomych składowych pracy łuku oraz oddziaływań wiatru. Jednocześnie rozkład reakcji wskazuje na prawidłowe przekazywanie obciążeń z części dachowej i łukowej na koźły podporowe oraz podpory. W poniższej tabeli 5.3. przedstawiono wyniki ekstremalnych wyników statycznych modelu 3D wariantu współczesnego będącego podstawą do kolejnego etapu wymiarowania elementów konstrukcyjnych hangaru.

Tabela 5.3. Zestawienie ekstremalnych wyników statycznych modelu 3D.

Wielkość analizowana			Wartość ekstremalna
Maksymalne przemieszczenie globalne całego modelu	u	[mm]	42,30
Maksymalne przemieszczenie reprezentatywnej ramy	u	[mm]	35,00
Maksymalna wartość bezwzględna reakcji	P _x	[kN]	159,05
Maksymalna reakcja pionowa	P _z	[kN]	581,35
Maksymalny moment skręcający	M _T	[kNm]	0,35
Maksymalny moment zginający	M _y	[kNm]	23,15
Maksymalny moment zginający	M _z	[kNm]	30,17
Maksymalna siła osiowa ściskająca	N	[kN]	747,65
Maksymalna siła osiowa rozciągająca	N	[kN]	195,13
Maksymalna wartość bezwzględna siły tnącej	V _y	[kN]	52,39
Maksymalna wartość bezwzględna siły tnącej	V _z	[kN]	58,06
Maksymalny stopień wykorzystania elementów	η	[-]	0,95

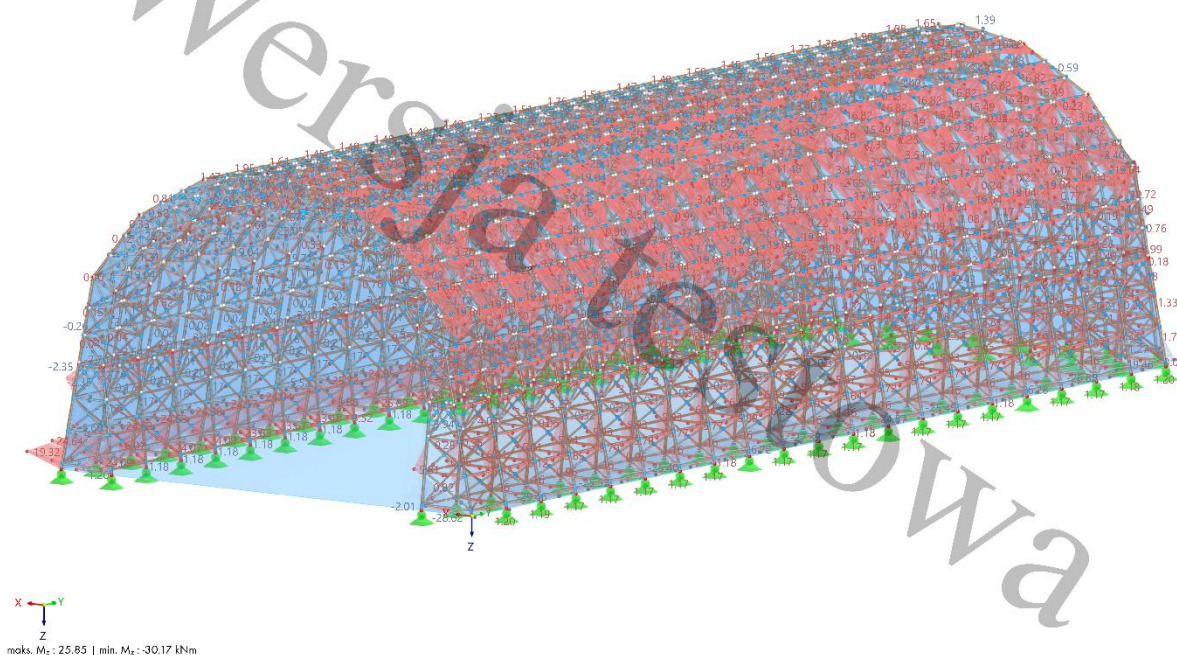
W celu oceny mechanizmu pracy konstrukcji przeanalizowano następnie rozkład podstawowych sił wewnętrznych. Rozkład sił osiowych N przedstawiono na rys. 5.26.

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU



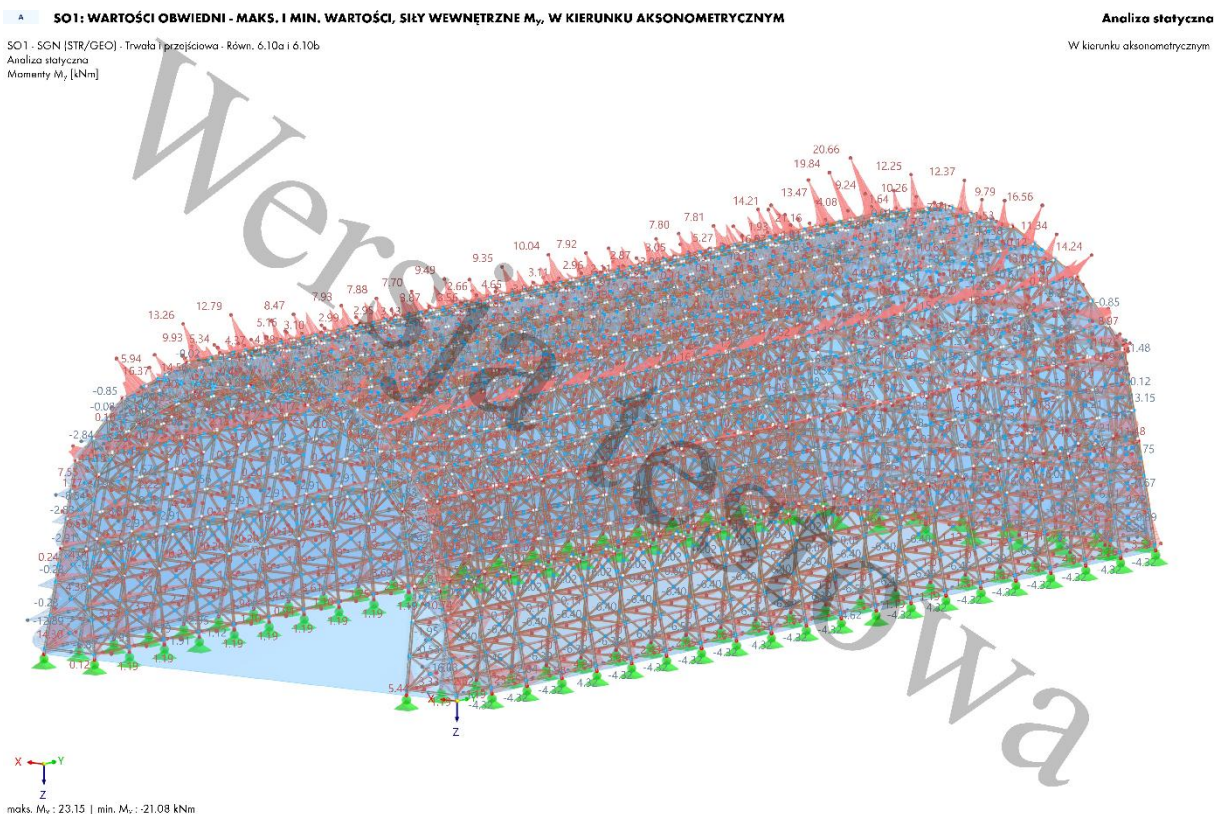
Rys. 5.26. Obwiednia sił osiowych N w wariancie współczesnym modelu 3D.
Źródło: opracowanie własne

Siły osiowe osiągnęły wartości od około -747,65 kN do +195,13 kN. Oznacza to, że w konstrukcji nadal dominuje praca osiowa elementów, charakterystyczna dla układów łukowo-kratowych. Największe wartości sił ściskających występują w elementach głównego układu nośnego oraz w strefach przekazywania obciążeń na podpory. Zachowanie to potwierdza, że mimo zastosowania współczesnego materiału i zmodyfikowanych przekrojów zasadniczy mechanizm pracy historycznego układu geometrycznego został zachowany. Rozkład momentów zginających M_z przedstawiono na rys. 5.27.



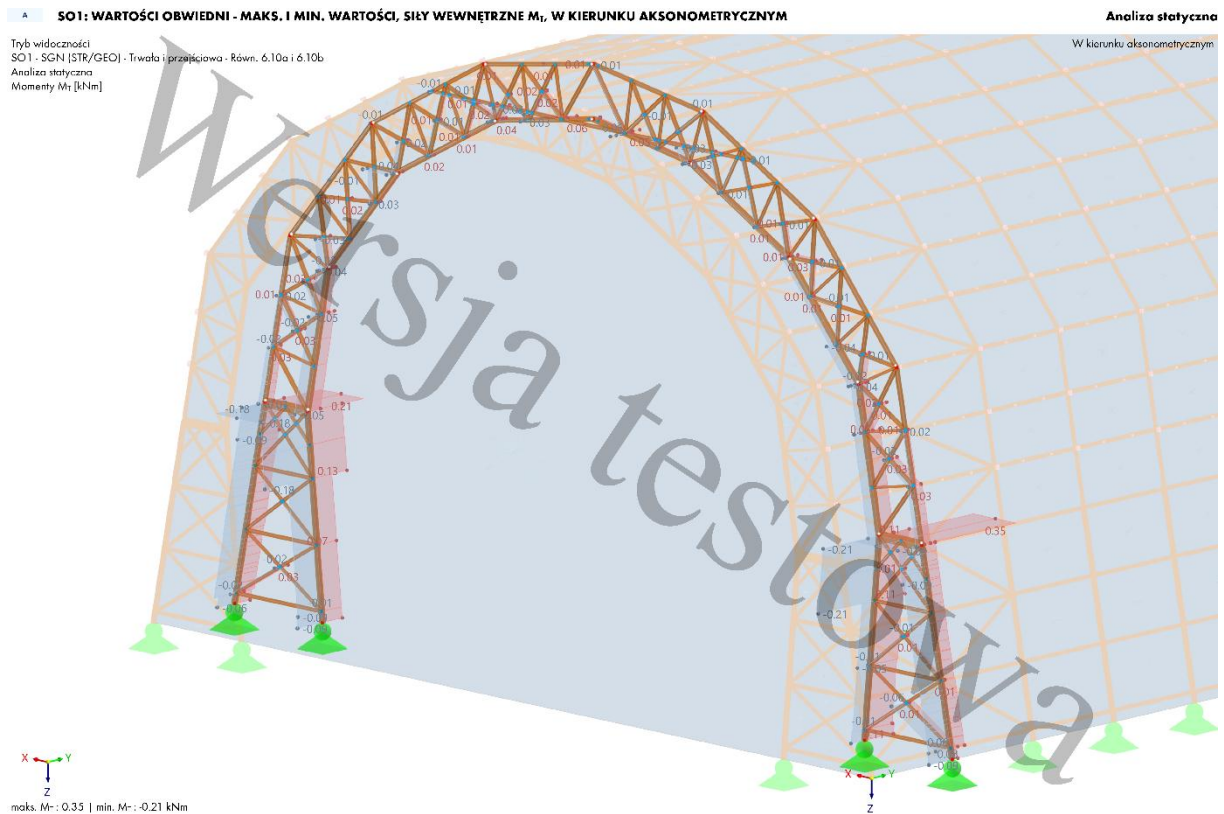
Rys. 5.27. Obwiednia momentów zginających M_z w wariancie współczesnym modelu 3D.
Źródło: opracowanie własne

Moment zginający M_z osiągnął wartości od około -30,17 kNm do +25,85 kNm. Największe wartości występują lokalnie, głównie w strefach podporowych, węzłowych oraz w miejscach zmiany geometrii układu. W porównaniu z pracą osiową elementów zginanie nadal ma charakter uzupełniający, jednak jego wpływ jest istotny z punktu widzenia sprawdzenia elementów według współczesnych norm, zwłaszcza przy warunkach zginania dwukierunkowego i interakcji z siłami osiowymi. Rozkład momentów zginających M_y przedstawiono na rys. 5.28.



Rys. 5.28. Obwiednia momentów zginających M_y w wariancie współczesnym modelu 3D.
Źródło: opracowanie własne

Maksymalna wartość bezwzględna momentu M_y wyniosła około 23,15 kNm. Uwzględnienie momentu M_y ma istotne znaczenie, ponieważ pokazuje przestrzenny charakter pracy elementów konstrukcyjnych. W modelu współczesnym nie można ograniczać analizy jedynie do zginania w jednej płaszczyźnie, gdyż elementy dachowe i podporowe pracują w warunkach bardziej złożonego stanu obciążenia. Dotyczy to szczególnie płatwi dachowych, dla których zginanie dwukierunkowe było jednym z głównych powodów konieczności zwiększenia przekroju. Dodatkowo sprawdzono moment skręcający M_T , który bardzo niekorzystnie wpływa na pracę modelu konstrukcji, oraz pokazuje o nieprawidłowości pracy układu statycznego konstrukcji, wyniki przedstawiono na rys. 5.29.



Rys. 5.29. Rozkład momentu skręcającego M_T w reprezentatywnej ramie układu nośnego hangaru. Źródło: opracowanie własne

Maksymalna wartość momentu skręcającego M_T wyniosła około 0,35 kNm. W zestawieniu z wartościami momentów zginających M_y i M_z jest to wartość niewielka. Oznacza to, że w analizowanym wariancie nie występuje istotne skręcanie globalne ramy, a model zachowuje prawidłowy mechanizm pracy przestrzennej. Wynik ten potwierdza poprawność przyjętego schematu obliczeniowego oraz właściwe odwzorowanie współpracy elementów głównych, płatwi i tężników.

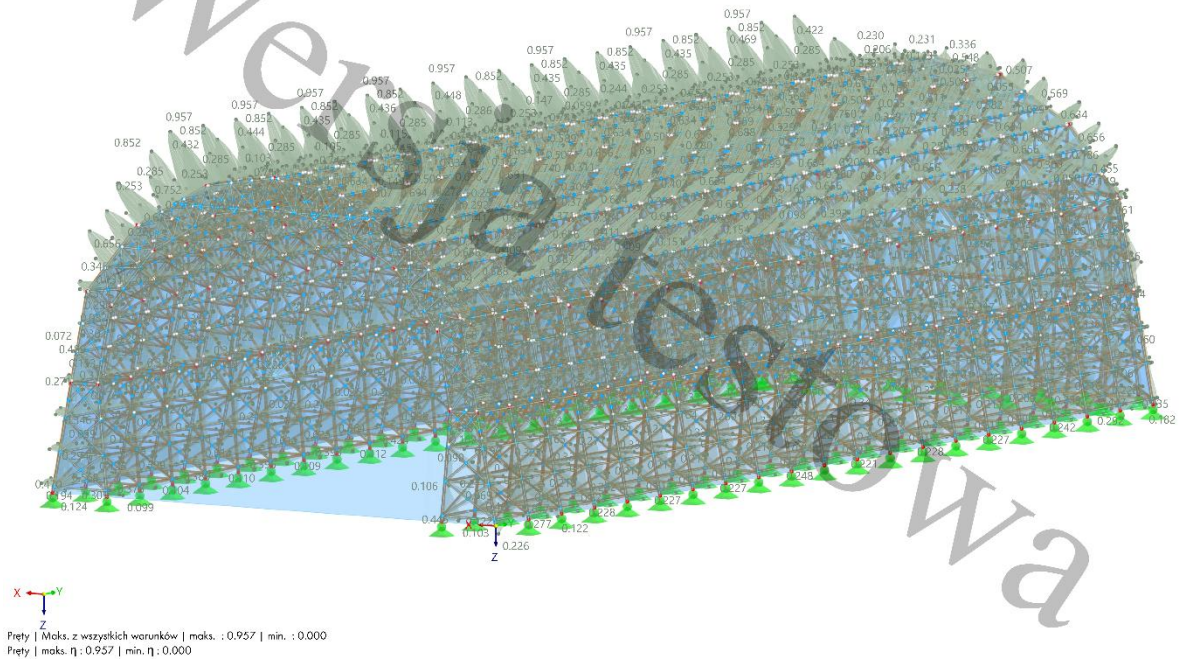
Siły tnące V_y i V_z potraktowano jako wielkości uzupełniające. Ich wartości ekstremalne zestawiono w tabeli 5.5, bez przedstawiania osobnych map rozkładu, ponieważ nie decydowały one o globalnym mechanizmie pracy konstrukcji. Maksymalna wartość bezwzględna siły V_y wyniosła około 52,39 kN, natomiast siły V_z około 58,06 kN. Wielkości te mają znaczenie głównie lokalne, szczególnie w obrębie stref podporowych, połączeń oraz elementów poddanych złożonemu stanowi naprężenia. Ostatecznym etapem oceny wariantu współczesnego było sprawdzenie stopnia wykorzystania elementów drewnianych. Wyniki dla całego modelu przedstawiono na rys. 5.28, natomiast wyniki dla reprezentatywnej ramy poprzecznej na rys. 5.30.

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU

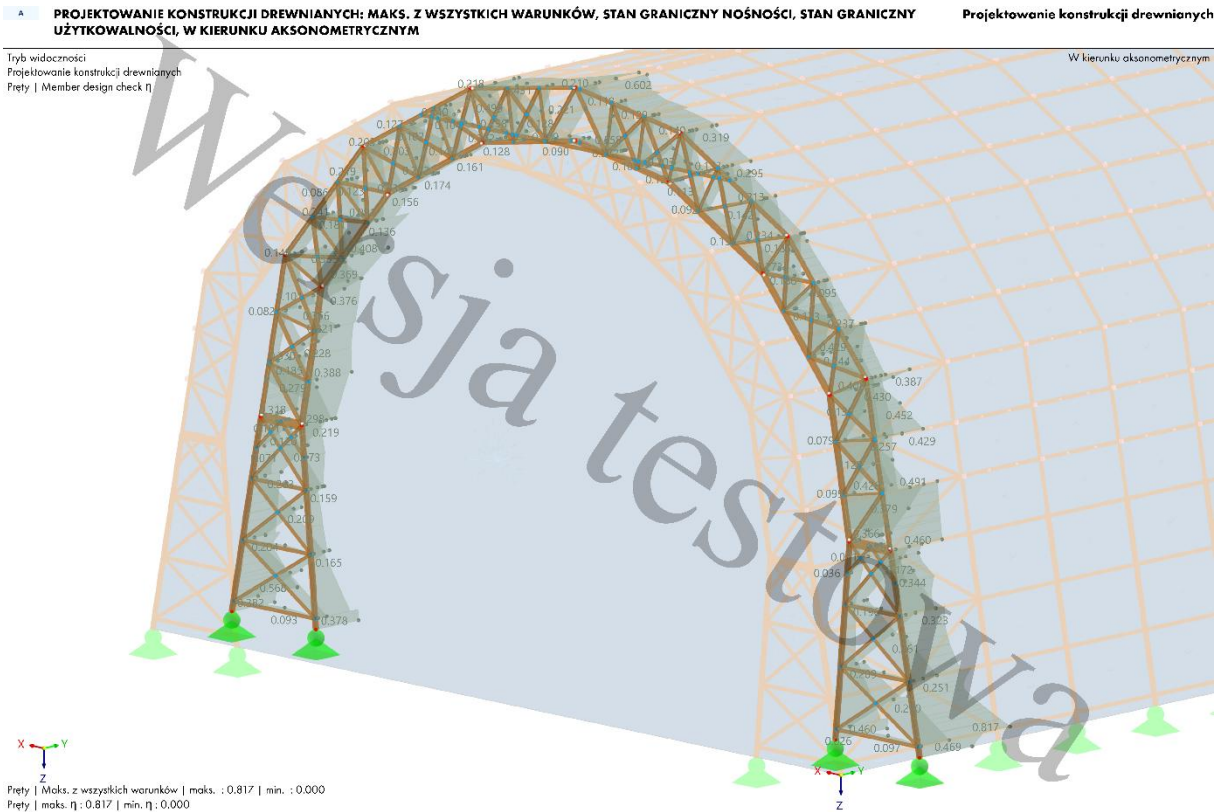
A **PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI DREWNIANYCH: MAKS. Z WSZYSTKICH WARUNKÓW, STAN GRANICZNY NOŚNOŚCI, STAN GRANICZNY UŻYTKOWALNOŚCI, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM** Projektowanie konstrukcji drewnianych

Projektowanie konstrukcji drewnianych
Pręty | Member design check η

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 5.30. Stopień wykorzystania elementów drewnianych wariantu współczesnego modelu 3D konstrukcji. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.31. Stopień wykorzystania elementów drewnianych reprezentatywnej głównej ramy współczesnego modelu 3D konstrukcji. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.30. stwierdzono, że maksymalny stopień wykorzystania elementów w całym modelu wyniósł $\eta = 0,957$. Oznacza to, że przy zastosowaniu drewna klejonego GL28h oraz zwiększeniu przekroju płatwi do 200×340 mm konstrukcja spełnia warunki nośności i użytkowości przy współczesnych obciążeniach normowych. Dla reprezentatywnej ramy poprzecznej maksymalny (rys.5.31.) stopień wykorzystania wyniósł $\eta = 0,817$, co wskazuje na bezpieczniejszą pracę głównego układu ramowego w porównaniu z bardziej obciążonymi elementami całego układu przestrzennego. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń należy jednak podkreślić, że konieczność wprowadzenia zmian nie dotyczyła zasadniczego układu nośnego hangaru jako całości. Oryginalne przekroje głównych elementów konstrukcyjnych, tworzących podstawowy ustrój nośny obiektu, wykazały poprawną pracę również przy współczesnej interpretacji obliczeniowej. Dotyczy to zarówno elementów kozłów podporowych, jak i górnego układu łukowo-kratowego, w tym elementów pracujących na ściskanie, rozciąganie oraz w złożonych stanach naprężenia, takich jak zginanie ze ściskaniem w pasie górnym. Wynik ten ma istotne znaczenie interpretacyjne. Pokazuje on, że historyczna konstrukcja została ukształtowana w sposób racjonalny, a główny układ nośny hangaru posiadał poprawną logikę statyczną. Spełnienie warunków nośności przez zasadnicze elementy ramy poprzecznej, mimo zastosowania współczesnych zasad weryfikacji, potwierdza, że problem nie wynikał z błędnej koncepcji konstrukcyjnej obiektu. Krytyczne okazały się przede wszystkim elementy dodatkowe i wtórne, zwłaszcza płatwie dachowe, które przy dużej rozpiętości były szczególnie wrażliwe na ugięcia oraz zginanie dwukierunkowe.

Można zatem przyjąć, że historyczni projektanci bardzo trafnie ukształtowali główny ustrój nośny hangaru, obejmujący kozły, łuk kratowy oraz podstawową geometrię ramy poprzecznej. Elementy wtórne, takie jak płatwie i części układu stężającego, mogły być natomiast dobierane według praktyki wykonawczej i doświadczenia konstrukcyjnego epoki, a nie według pełnej procedury sprawdzania stanów granicznych stosowanej obecnie. Nie obniża to wartości historycznego rozwiązania, lecz pokazuje różnicę pomiędzy dawną logiką projektowania a współczesnym podejściem normowym, w którym szczegółowej weryfikacji podlegają również elementy drugorzędne, odkształcalność oraz złożone stany naprężenia.

Wyniki te potwierdzają, że zasadnicza koncepcja geometryczna historycznego hangaru może zostać dostosowana do współczesnych wymagań projektowych, jednak wymaga zastosowania współczesnego materiału konstrukcyjnego oraz zwiększenia przekrojów elementów newralgicznych. Szczególnie istotne okazały się płatwie dachowe, które w wariantach o mniejszych przekrojach nie spełniały warunków sztywności i nośności. Zastosowanie

przekroju 200×340 mm pozwoliło ograniczyć ugięcia oraz zapewnić odpowiedni zapas nośności przy działaniu zginania dwukierunkowego. Porównanie wyników z podrozdziałami 5.2 i 5.3 prowadzi do istotnego wniosku. Historyczna konstrukcja w swojej pierwotnej postaci wykazywała poprawny mechanizm statyczny, jednak po zastosowaniu współczesnych współczynników bezpieczeństwa nie spełniała wymagań nośności i użytkowości. Dopiero wariant modernizacyjny, obejmujący zastosowanie materiału GL28h oraz zwiększenie przekroju płatwi, umożliwił spełnienie warunków projektowych przy pełnych współczesnych obciążeniach normowych.

Podsumowując, wariant współczesny modelu 3D, zachowujący historyczną geometrię hangaru, lecz wykonany z drewna klejonego GL28h i wyposażony w płatwie o przekroju 200×340 mm, spełnia wymagania nośności i użytkowości. Maksymalny stopień wykorzystania elementów wyniósł $\eta = 0,957$, co oznacza, że konstrukcja pracuje z niewielkim, lecz wystarczającym zapasem bezpieczeństwa. Najważniejszym wnioskiem z analizy jest jednak to, że zasadnicza koncepcja konstrukcyjna historycznego hangaru okazała się poprawna również z punktu widzenia współczesnej weryfikacji obliczeniowej. Oryginalne przekroje głównych elementów nośnych, w tym elementów koźłów oraz górnego układu łukowo-kratowego, spełniły wymagania nośności przy współczesnych warunkach sprawdzania. Konieczność modyfikacji dotyczyła przede wszystkim elementów wtórnych i dachowych, zwłaszcza płatwi, których pierwotny przekrój był niewystarczający z punktu widzenia sztywności, ugięć oraz zginania dwukierunkowego. Wyniki analizy potwierdzają więc możliwość adaptacji historycznej koncepcji konstrukcyjnej do współczesnych wymagań, pod warunkiem zastosowania odpowiedniego materiału oraz korekty przekrojów elementów najbardziej wrażliwych na odkształcenia. Jednocześnie wskazują, że główny ustrój nośny hangaru został historycznie ukształtowany w sposób trafny i statycznie uzasadniony, a różnice względem współczesnych wymagań ujawniają się przede wszystkim w zakresie elementów wtórnych oraz kryteriów użytkowości.

5.5. Wymiarowanie głównych elementów konstrukcyjnych

Po przeprowadzeniu globalnej analizy statycznej oraz sprawdzeniu wariantu współczesnego modelu 3D kolejnym etapem pracy było wymiarowanie głównych elementów konstrukcyjnych hangaru. Obliczenia wykonano dla wariantu, w którym zachowano historyczną geometrię obiektu, natomiast przyjęto współczesny materiał konstrukcyjny w postaci drewna klejonego warstwowo klasy GL28h oraz skorygowane przekroje elementów newralgicznych, w szczególności płatwi dachowych.

Celem niniejszego podrozdziału jest przedstawienie sposobu weryfikacji nośności i użyteczności wybranych, reprezentatywnych elementów konstrukcji. Wyniki uzyskane w programie RFEM 6 wykorzystano jako podstawę do określenia sił wewnętrznych, przemieszczeń oraz decydujących kombinacji obciążeń. Następnie dla wybranych elementów przeprowadzono sprawdzenia analityczne zgodnie z zasadami projektowania konstrukcji drewnianych według PN-EN 1995-1-1 [N7].

Ze względu na dużą liczbę prętów tworzących przestrzenny model konstrukcji nie wykonywano pełnego ręcznego wymiarowania każdego elementu. Do szczegółowej analizy przyjęto elementy reprezentatywne dla najważniejszych grup konstrukcyjnych oraz elementy o największym stopniu wykorzystania według wyników RFEM 6. Pozostałe elementy zestawiono zbiorczo na podstawie wyników automatycznego wymiarowania.

5.5.1. Założenia do wymiarowania elementów drewnianych

Wymiarowanie elementów drewnianych przeprowadzono zgodnie z metodą stanów granicznych. Uwzględniono zarówno stan graniczny nośności, jak i stan graniczny użyteczności. Podstawą normową obliczeń była PN-EN 1995-1-1 [N7], która obejmuje zasady projektowania konstrukcji z drewna litego, drewna klejonego warstwowo oraz materiałów drewnopochodnych, a także określa wymagania dotyczące nośności, użyteczności i trwałości konstrukcji drewnianych. W analizie przyjęto drewno klejone warstwowo klasy GL28h. Właściwości materiałowe przyjęto zgodnie z biblioteką materiałową programu RFEM 6. Zestawienie podstawowych parametrów materiału przedstawiono w tabeli 5.4.

Tabela 5.4. Właściwości materiałowe drewna klejonego warstwowo GL28h przyjęte do
wymiarowania

Charakterystyczna wytrzymałość na zginanie	$f_{m,k}$	28,0	N/mm ²
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien	$f_{t,0,k}$	22,3	N/mm ²
Charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie w poprzek włókien	$f_{t,90,k}$	0,5	N/mm ²
Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien	$f_{c,0,k}$	28,0	N/mm ²
Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie w poprzek włókien	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²
Charakterystyczna wytrzymałość na ścinanie	$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²
Średni moduł sprężystości równoległe do włókien	$E_{0,mean}$	12600	N/mm ²
Piąty percentyl modułu sprężystości równoległe do włókien	$E_{0,05}$	10500	N/mm ²
Średni moduł sprężystości poprzecznie do włókien	$E_{90,mean}$	300	N/mm ²
Średni moduł ścinania	G_{mean}	650	N/mm ²
Gęstość charakterystyczna	ρ_k	425	kg/m ³
Gęstość średnia	ρ_m	460	kg/m ³

Wartości obliczeniowe wytrzymałości materiału wyznaczono według zależności

$$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (5.1)$$

gdzie: f_d – jest to obliczeniowa wartość wytrzymałości materiału w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$, k_{mod} – współczynnik modyfikacyjny uwzględniający wpływ czasu trwania obciążenia oraz klasy użytkowania [-], f_k – charakterystyczna wartość wytrzymałości materiału w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$, γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa materiału [-].

Współczynnik k_{mod} zależy od klasy użytkowania konstrukcji oraz klasy trwania obciążenia. W przypadku analizowanej konstrukcji decydujące kombinacje obejmują oddziaływania stałe, śnieg oraz wiatr. Zgodnie z załącznikiem krajowym do PN-EN 1995-1-1[N2] obciążenie śniegiem należy traktować jako średniotrwale, natomiast obciążenie wiatrem jako krótkotrwale. Dla drewna klejonego warstwowo przyjęto częściowy współczynnik bezpieczeństwa materiału:

$$\gamma_M = 1,25$$

Wartość ta została zastosowana przy wyznaczaniu nośności obliczeniowej elementów drewnianych. W przypadku kombinacji decydujących dla poszczególnych elementów wartość k_{mod} przyjmowano zgodnie z wynikiem automatycznego wymiarowania w programie RFEM 6 oraz odpowiadającą jej klasą trwania obciążenia. W dalszych obliczeniach wartości obliczeniowe wytrzymałości wyznaczano osobno dla warunku decydującego danego elementu. Dla przykładowej kombinacji, dla której przyjęto $k_{mod} = 0,80$, obliczeniowa wytrzymałość na zginanie drewna GL28h wynosi:

$$f_{m,d} = \frac{0,80 \cdot 28,0}{1,25} = 17,92 \frac{N}{mm^2}$$

Analogicznie wyznaczono obliczeniowe wartości pozostałych parametrów wytrzymałościowych:

$$f_{c,0,d} = \frac{0,80 \cdot 28,0}{1,25} = 17,92 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{t,0,d} = \frac{0,80 \cdot 22,3}{1,25} = 14,27 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v,d} = \frac{0,80 \cdot 3,5}{1,25} = 2,24 \frac{N}{mm^2}$$

Powyższe wartości będą stosowane w dalszych obliczeniach jako wartości odniesienia dla elementów, których decydujące kombinacje odpowiadają temu samemu współczynnikowi

k_{mod} . Jeżeli dla danego elementu decydująca okaże się inna kombinacja obciążeń, wartość k_{mod} należy przyjąć zgodnie z tą kombinacją.

Wymiarowanie elementów wykonano na podstawie następujących wielkości uzyskanych z modelu 3D w programie RFEM 6:

$$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}, V_{y,Ed}, V_{z,Ed}$$

gdzie: N_{Ed} — obliczeniowa siła osiowa [kN], $M_{y,Ed}$ — obliczeniowy moment zginający względem osi y [kNm], $M_{z,Ed}$ — obliczeniowy moment zginający względem osi z [kNm], $V_{y,Ed}$ — obliczeniowa siła tnąca w kierunku osi y [kN], $V_{z,Ed}$ — obliczeniowa siła tnąca w kierunku osi z [kN].

W dalszej części podrozdziału szczegółowo sprawdzono elementy reprezentatywne dla najważniejszych grup konstrukcyjnych hangaru. Jako pierwszy przeanalizowano płatew dachową, ponieważ wcześniejsze etapy pracy wykazały, że była ona najbardziej newralgicznym elementem konstrukcji z punktu widzenia zginania dwukierunkowego oraz ugięć.

5.5.2. Wymiarowanie płatwi dachowej

Jako pierwszy element szczegółowo sprawdzono płatew dachową, ponieważ wcześniejsze etapy analizy wykazały, że jest ona najbardziej newralgicznym elementem konstrukcji. W modelu historycznym płatwie były elementami szczególnie wrażliwymi na ugięcia oraz zginanie dwukierunkowe, dlatego w wariantcie współczesnym ich przekrój zwiększono do 200×340 mm. Do analizy przyjęto pręt nr 2986, który w automatycznym wymiarowaniu RFEM 6 osiągnął największy stopień wykorzystania wśród płatwi dachowych. Lokalizację analizowanej płatwi dachowej nr 2986 w modelu przestrzennym oraz wyniki sprawdzenia elementu przedstawiono na rys. 5.32.



Rys. 5.32. Lokalizacja analizowanej płatwi dachowej nr 2986 w modelu 3D oraz wyniki sprawdzenia elementu. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie wyników RFEM 6 stwierdzono, że decydującym warunkiem dla analizowanej płatwi jest stan graniczny użyteczności, związany z ugięciem w kierunku lokalnej osi y . Maksymalny stopień wykorzystania dla tego warunku wyniósł $\eta = 0,957$. Oznacza to, że płatew spełnia wymagania użyteczności, jednak pracuje bardzo blisko wartości granicznej. W stanie granicznym nośności stopnie wykorzystania były niższe, co potwierdza, że o doborze przekroju płatwi decydowała przede wszystkim sztywność, a nie sama nośność przekroju.

Do obliczeń analitycznych przyjęto następujące dane geometryczne przekroju:

$$b = 200 \text{ mm},$$

$$h = 340 \text{ mm},$$

$$L = 6,18 \text{ m} = 6180 \text{ mm},$$

gdzie: b — szerokość przekroju płatwi [mm], h — wysokość przekroju płatwi [mm], L — rozpiętość obliczeniowa płatwi [mm].

Momenty bezwładności przekroju względem osi głównych obliczono ze wzorów:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (5.2)$$

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad (5.3)$$

gdzie: I_y — moment bezwładności przekroju względem osi y [mm^4], I_z — moment bezwładności przekroju względem osi z [mm^4].

Po podstawieniu:

$$I_y = \frac{200 \cdot 340^3}{12} = 655066667 \text{ mm}^4$$

$$I_z = \frac{340 \cdot 200^3}{12} = 226666667 \text{ mm}^4$$

Wskaźniki wytrzymałości przekroju względem osi głównych określono jako:

$$W_y = \frac{I_y}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (5.4)$$

$$W_z = \frac{I_z}{b/2} = \frac{h \cdot b^2}{6} \quad (5.5)$$

gdzie: W_y — wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi y [mm^3], W_z — wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi z [mm^3].

Po podstawieniu:

$$W_y = \frac{200 \cdot 340^2}{6} = 3853333 \text{ mm}^3$$

$$W_z = \frac{340 \cdot 200^2}{6} = 2266667 \text{ mm}^3$$

Na podstawie wyników z modelu RFEM 6 dla analizowanej płatwi przyjęto do sprawdzenia wartości ekstremalne sił wewnętrznych. Wartości te zestawiono w tabeli 5.5. Należy zaznaczyć, że w obliczeniach ręcznych przyjęto wartości bezwzględne ekstremów, ponieważ celem sprawdzenia było określenie maksymalnego wyężenia przekroju.

Tabela 5.5. Wartości sił wewnętrznych i przemieszczeń przyjęte do sprawdzenia płatwi dachowej

Wielkość	Symbol	Wartość
Maksymalny moment zginający względem osi (y)	$M_{y,Ed}$	4,58 [kNm]
Maksymalny moment zginający względem osi (z)	$M_{z,Ed}$	30,17 [kNm]
Maksymalna siła osiowa ściskająca	N_{Ed}	16,52 [kN]
Maksymalna siła tnąca w kierunku (y)	$V_{y,Ed}$	19,51 [kN]
Maksymalna siła tnąca w kierunku (z)	$V_{z,Ed}$	13,73 [kN]
Maksymalne przemieszczenie globalne dla KO90	u_{max}	41,20 [mm]
Stopień wykorzystania SGU według RFEM 6	η_{SGU}	0,957

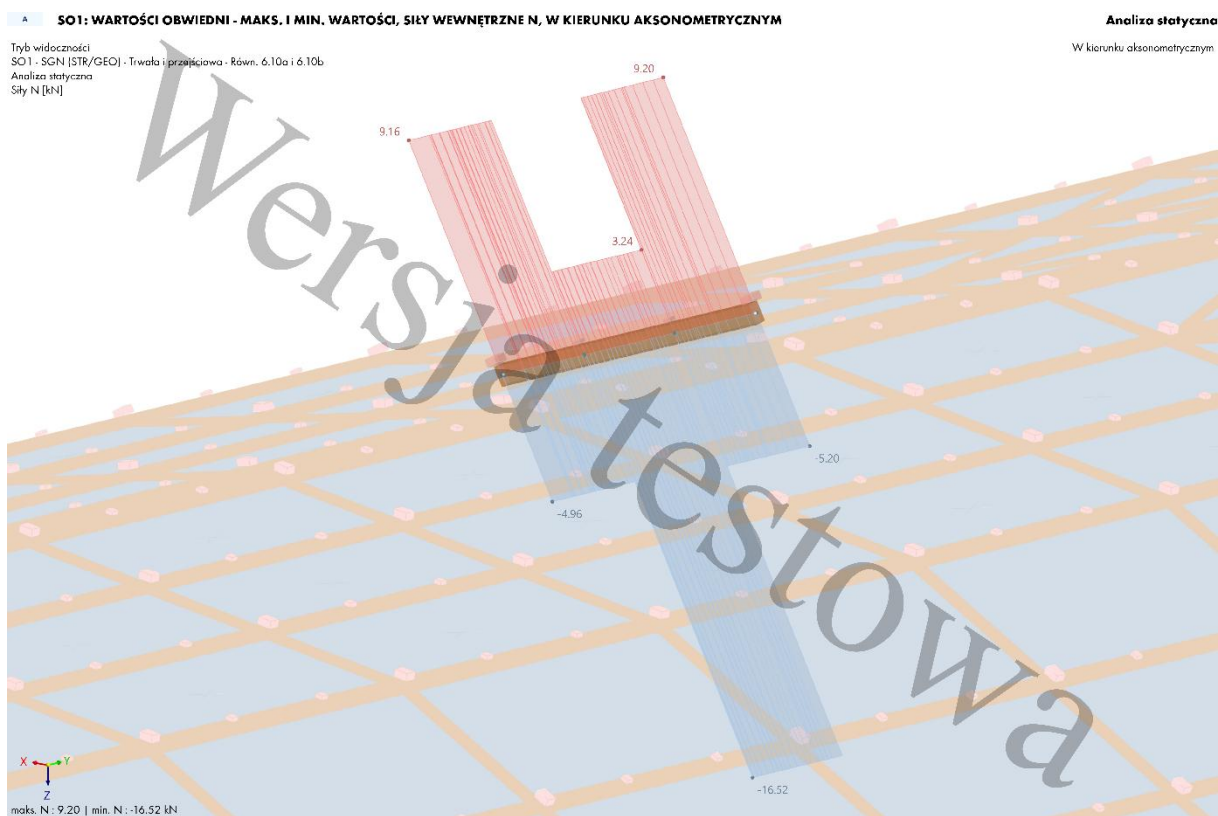
Rozkład momentów zginających, siły osiowej oraz sił tnących w analizowanej płatwi przedstawiono na rys. 5.33–5.37.



Rys. 5.33. Rozkład momentu zginającego M_y w analizowanej płatwi dachowej. Źródło opracowanie własne



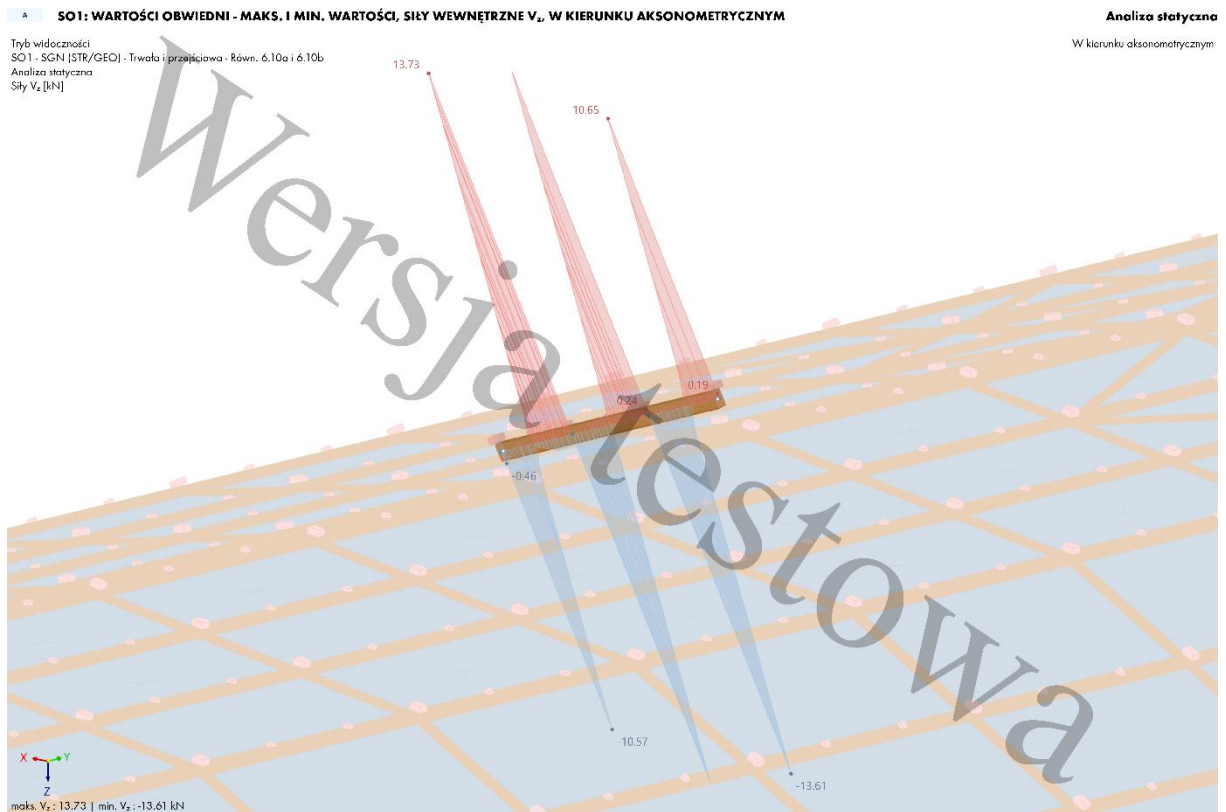
Rys. 5.34. Rozkład momentu zginającego M_z w analizowanej płatwi dachowej. Źródło opracowanie własne



Rys. 5.35. Rozkład siły osiowej N w analizowanej płatwi dachowej. Źródło opracowanie własne



Rys. 5.36. Rozkład siły tnącej V_y w analizowanej płatwi dachowej. Źródło opracowanie własne



Rys. 5.37. Rozkład siły tnącej V_z w analizowanej płatwi dachowej. Źródło opracowanie własne

Na podstawie rys. 5.33–5.37. można stwierdzić, że w analizowanej płatwi dominuje zginanie względem osi z . Moment M_z osiąga wartość około 30,17 kNm, natomiast moment M_y jest znacznie mniejszy i wynosi około 4,58 kNm. Siła osiowa występuje, jednak jej wpływ na poziom naprężeń jest niewielki w stosunku do naprężeń od zginania.

Wartości obliczeniowe wytrzymałości materiału wyznaczono według zależności na początku rozdziału.

Dla analizowanej płatwi przyjęto:

$$k_{mod} = 0,80$$

$$\gamma_M = 1,25$$

Obliczeniowa wytrzymałość na zginanie drewna klejonego GL28h wynosi:

$$f_{m,d} = \frac{0,80 \cdot 28,0}{1,25} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

Analogicznie obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien wynosi:

$$f_{c,0,d} = \frac{0,80 \cdot 28,0}{1,25} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie wynosi:

$$f_{v,d} = \frac{0,80 \cdot 3,5}{1,25} = 2,24 \text{ N/mm}^2$$

W pierwszej kolejności wyznaczono naprężenia normalne od zginania. Naprężenie od momentu zginającego względem osi y obliczono ze wzoru:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{|M_{y,Ed}|}{W_y} \quad (5.6)$$

gdzie: $\sigma_{m,y,d}$ — obliczeniowe naprężenie normalne od zginania względem osi y [N/mm²], $M_{y,Ed}$ — obliczeniowy moment zginający względem osi y [Nmm], W_y — wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi y [mm³].

Po podstawieniu:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{4,58 \cdot 10^6}{3853333} = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenie od momentu zginającego względem osi z obliczono ze wzoru:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{|M_{z,Ed}|}{W_z} \quad (5.7)$$

gdzie: $\sigma_{m,z,d}$ — obliczeniowe naprężenie normalne od zginania względem osi z [N/mm²], $M_{z,Ed}$ — obliczeniowy moment zginający względem osi z [Nmm], W_z — wskaźnik wytrzymałości przekroju względem osi z [mm³].

Po podstawieniu:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{30,17 \cdot 10^6}{2266667} = 13,31 \text{ N/mm}^2$$

Napężenie normalne od siły osiowej ściskającej wyznaczono ze wzoru:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{|N_{Ed}|}{A} \quad (5.8)$$

gdzie: $\sigma_{c,0,d}$ — obliczeniowe napężenie ściskające wzdłuż włókien $[\text{N/mm}^2]$, N_{Ed} — obliczeniowa siła osiowa ściskająca $[\text{N}]$, A — pole przekroju poprzecznego $[\text{mm}^2]$.

Po podstawieniu:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{16,52 \cdot 10^3}{68000} = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

Z otrzymanych wartości wynika, że wpływ siły osiowej jest niewielki w porównaniu z napężeniami od zginania. Decydujące znaczenie ma zginanie względem osi z, które generuje największą część napężeń normalnych w przekroju.

Sprawdzenie zginania dwukierunkowego przeprowadzono według warunków interakcyjnych:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.9)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.10)$$

gdzie: $\sigma_{m,y,d}$ — napężenie od zginania względem osi y $[\text{N/mm}^2]$, $\sigma_{m,z,d}$ — napężenie od zginania względem osi z $[\text{N/mm}^2]$, $f_{m,d}$ — obliczeniowa wytrzymałość na zginanie $[\text{N/mm}^2]$, k_m — współczynnik uwzględniający zginanie dwukierunkowe $[-]$.

Dla przekroju prostokątnego przyjęto:

$$k_m = 0,70$$

Pierwszy warunek:

$$\eta_{m,1} = \frac{1,19}{17,92} + 0,70 \cdot \frac{13,31}{17,92} = 0,586 < 1,00$$

Drugi warunek:

$$\eta_{m,2} = 0,70 \cdot \frac{1,19}{17,92} + \frac{13,31}{17,92} = 0,789 < 1,00$$

Warunek decydujący dla zginania dwukierunkowego wynosi:

$$\eta_m = 0,789$$

Zatem warunek nośności na zginanie dwukierunkowe został spełniony.

Następnie uwzględniono wpływ siły osiowej ściskającej. Dla kompletności sprawdzenia przyjęto warunek interakcji ściskania i zginania:

$$\eta_{c,m} = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.11)$$

Po podstawieniu:

$$\eta_{c,m} = \left(\frac{0,24}{17,92} \right)^2 + 0,70 \cdot \frac{1,19}{17,92} + \frac{13,31}{17,92} = 0,789$$

Warunek nośności przekroju przy jednoczesnym działaniu ściskania i zginania został spełniony.

Wpływ siły osiowej na wynik sprawdzenia jest niewielki, co wynika z małej wartości naprężenia $\sigma_{c,0,d}$ w stosunku do wytrzymałości obliczeniowej drewna na ściskanie wzdłuż włókien.

Dodatkowo sprawdzono ścinanie. Ponieważ w modelu przestrzennym występują dwie składowe siły tnącej, do uproszczonego sprawdzenia przyjęto wartość wypadkową:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{y,Ed}^2 + V_{z,Ed}^2} \quad (5.12)$$

gdzie: V_{Ed} — wypadkowa obliczeniowa siła tnąca [kN], $V_{y,Ed}$ — obliczeniowa siła tnąca w kierunku osi y [kN], $V_{z,Ed}$ — obliczeniowa siła tnąca w kierunku osi z [kN].

Po podstawieniu:

$$V_{Ed} = \sqrt{19,51^2 + 13,73^2} = 23,86 \text{ kN}$$

Dla przekroju prostokątnego maksymalne naprężenie styczne oszacowano ze wzoru:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{A \cdot k_{cr}} \quad (5.13)$$

gdzie: τ_d — obliczeniowe naprężenie styczne [N/mm²], V_{Ed} — wypadkowa obliczeniowa siła tnąca [N], A — pole przekroju poprzecznego [mm²], k_{cr} – współczynnik uwzględniający efektywne pole ścinania [-].

Po podstawieniu:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 23,86 \cdot 10^3}{68000 \cdot 0,67} = 0,79 \text{ N/mm}^2$$

Stopień wykorzystania ze względu na ścinanie wynosi:

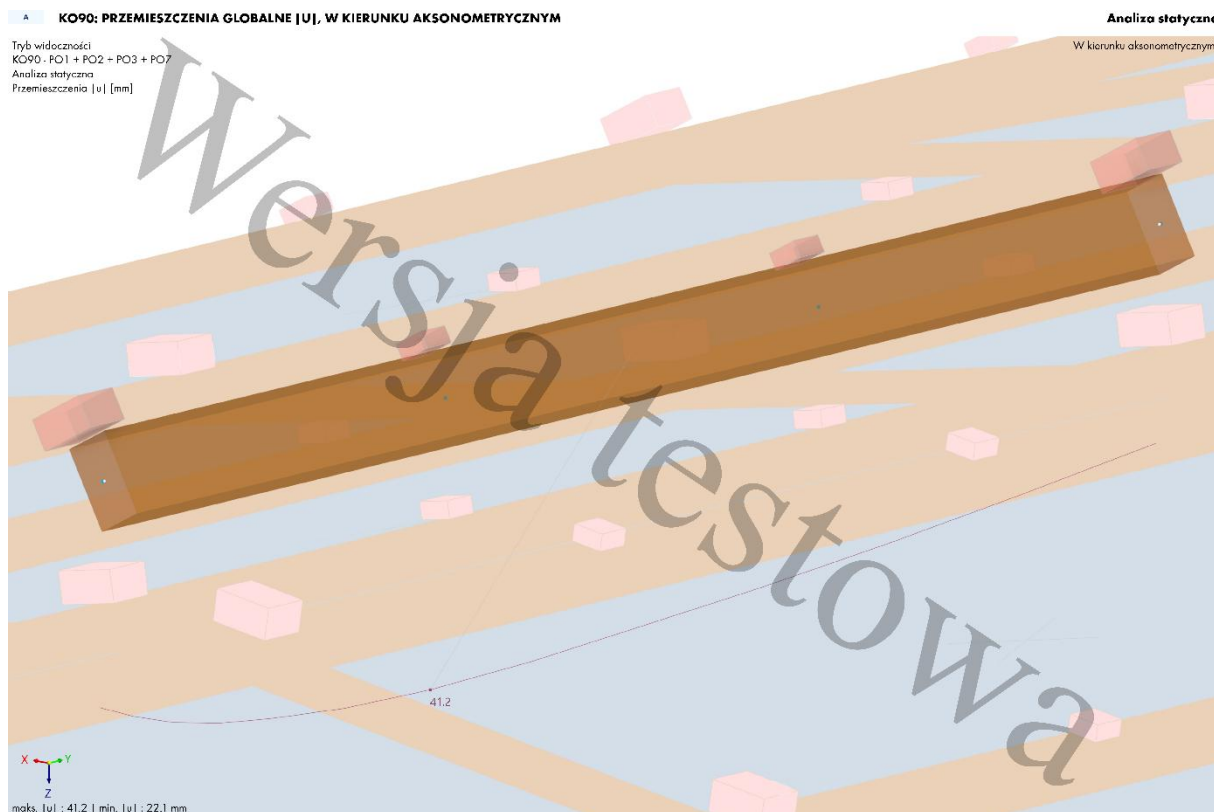
$$\eta_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \quad (5.14)$$

gdzie: τ_d — obliczeniowe naprężenie styczne [N/mm²], $f_{v,d}$ – jest to obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie w [N/mm²].

$$\eta_v = \frac{0,79}{2,24} = 0,35 < 1,00$$

Warunek ścinania został spełniony z dużym zapasem i nie jest warunkiem decydującym dla analizowanej płatwi.

Ostatnim etapem było sprawdzenie stanu granicznego użyteczności. Przeszacowania analizowanej płatwi dla kombinacji KO90 przedstawiono na rys. 5.38.



Rys. 5.38. Przeszacowania analizowanej płatwi dachowej nr 2986 w stanie SGU. Źródło: opracowanie własne

Dla rozpiętości płatwi:

$$L = 6180 \text{ mm}$$

kontrolna wartość dopuszczalnego ugięcia przy założeniu kryterium:

$$u_{lim} = \frac{L}{150}$$

wynosi:

$$u_{lim} = \frac{6180}{150} = 41,2 \text{ mm}$$

Z wyników RFEM 6 wynika, że maksymalny stopień wykorzystania warunku użyteczności dla analizowanej płatwi wynosi:

$$\eta_{SGU} = 0,957$$

Oznacza to, że warunek użytkowalności został spełniony, jednak z niewielkim zapasem. Wynik ten potwierdza wcześniejszy wniosek, że o doborze przekroju płatwi dachowej decyduje przede wszystkim jej sztywność, a nie nośność przekroju na zginanie lub ścinanie.

Podsumowując, płatew dachowa nr 2986 o przekroju 200×340 mm, wykonana z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h, spełnia warunki nośności i użytkowalności. Sprawdzenie analityczne wykazało, że stopień wykorzystania przekroju ze względu na zginanie dwukierunkowe wynosi około:

$$\eta_m = 0,789$$

Natomiast stopień wykorzystania ze względu na ścinanie wynosi:

$$\eta_v = 0,35$$

Ścinanie nie stanowi zatem warunku decydującego. Najbardziej niekorzystny jest stan graniczny użytkowalności, dla którego stopień wykorzystania według RFEM 6 wynosi:

$$\eta_{SGU} = 0,957$$

Potwierdza to, że zwiększenie przekroju płatwi do 200×340 mm było uzasadnione przede wszystkim koniecznością ograniczenia ugięć oraz zwiększenia sztywności połaci dachowej.

5.5.3. Wymiarowanie głównego elementu nośnego kozła – słup

Kolejnym analizowanym elementem był słup nośny kozła oznaczony w modelu RFEM 6 jako pręt nr 116. Element ten stanowi część głównego układu podporowego konstrukcji, dlatego jego praca ma istotne znaczenie dla przekazywania obciążeń z łukowego układu dachowego na podpory. W modelu przyjęto przekrój kołowy o średnicy 350 mm, wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h. Decydujące siły wewnętrzne oraz stopnie wykorzystania dla analizowanego słupa nośnego przedstawiono na rys. 5.39. Przemieszczenia elementu oraz rozkłady momentów zginających i siły osiowej pokazano kolejno na rys. 5.40-5.43.



Rys. 5.39. Decydujące siły wewnętrzne oraz stopnie wykorzystania dla słupa nośnego konstrukcji kozła. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie wyników wymiarowania w programie RFEM 6 stwierdzono, że maksymalny stopień wykorzystania analizowanego słupa wynosi:

$$\eta_{max} = 0,817$$

Warunkiem decydującym jest sprawdzenie stateczności elementu ściskanego z jednoczesnym zginaniem dwukierunkowym. Oznacza to, że w przypadku słupa nośnego kozła istotna jest nie tylko nośność przekroju, ale również możliwość utraty stateczności pod wpływem znacznej siły osiowej ściskającej.

Do obliczeń przyjęto:

$$d = 350 \text{ mm}$$

$$L = 11,56 \text{ m} = 11560 \text{ mm}$$

gdzie:

d — średnica przekroju kołowego [mm], L — długość analizowanego elementu [mm].

Pole przekroju kołowego wynosi:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (5.15)$$

gdzie: d – jest to średnica słupa nośnego kozła w [mm].

$$A = \frac{\pi \cdot 350^2}{4} = 96211 \text{ mm}^2$$

Moment bezwładności przekroju kołowego względem osi głównych wynosi:

$$I_y = I_z = \frac{\pi d^4}{64} \quad (5.16)$$

gdzie: d – jest to średnica słupa nośnego kozła w [mm].

$$I_y = I_z = \frac{\pi \cdot 350^4}{64} = 736617574 \text{ mm}^4$$

Wskaźnik wytrzymałości przekroju kołowego wynosi:

$$W_y = W_z = \frac{\pi d^3}{32} \quad (5.17)$$

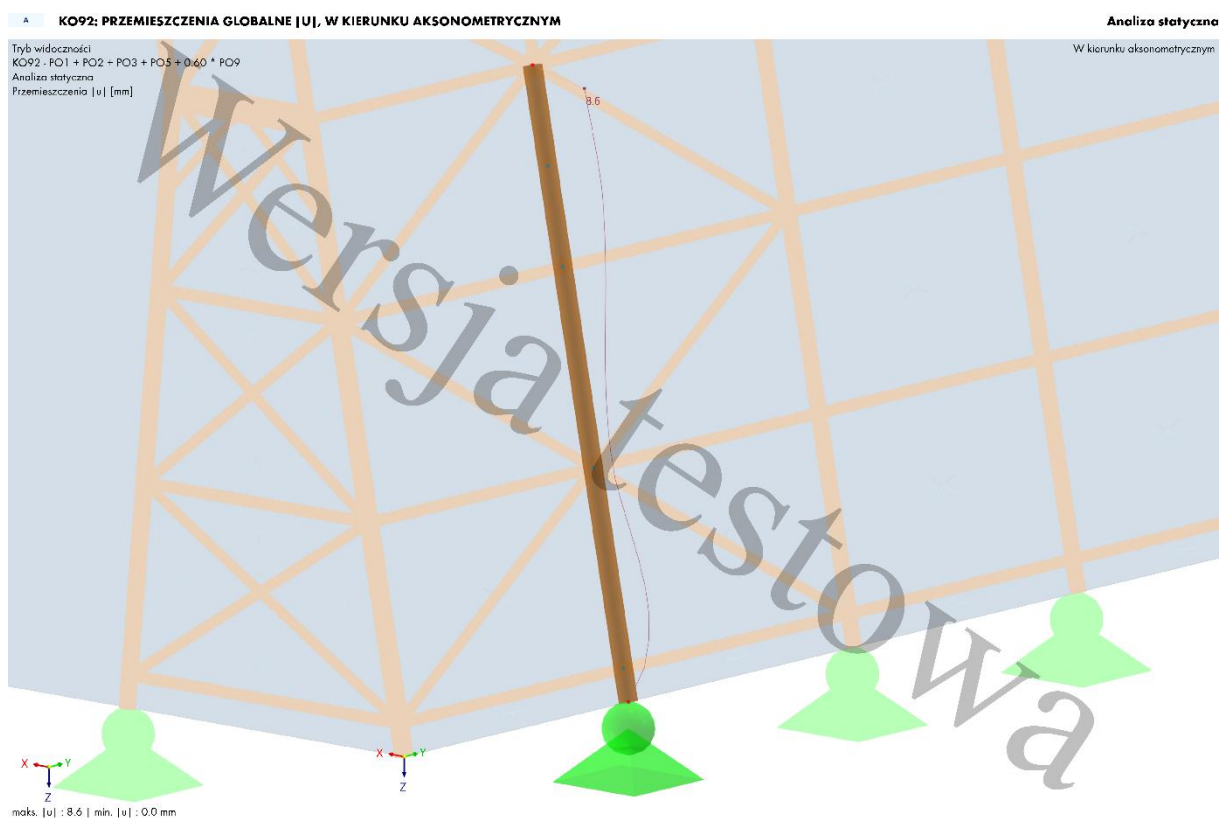
gdzie: d – jest to średnica słupa nośnego kozła w [mm].

$$W_y = W_z = \frac{\pi \cdot 350^3}{32} = 4209243 \text{ mm}^3$$

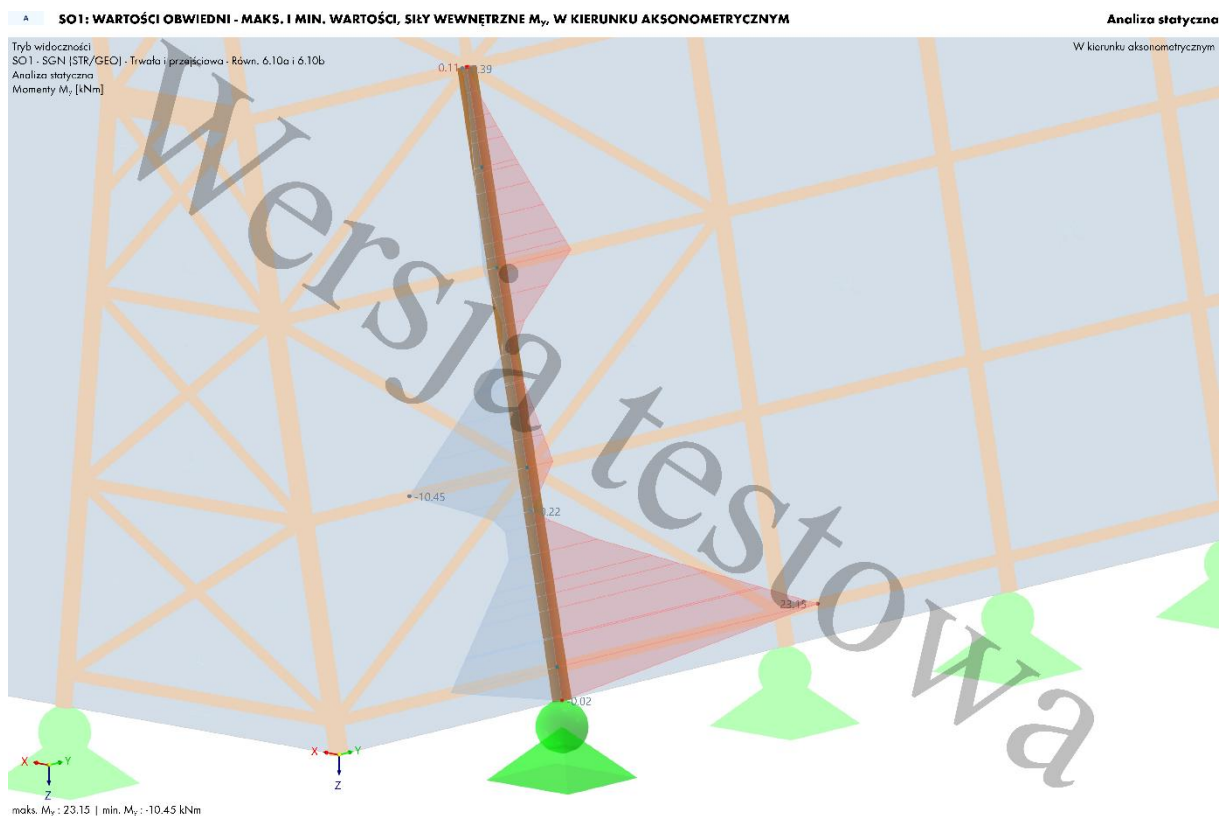
Na podstawie wyników z programu RFEM 6 przyjęto do sprawdzenia następujące wartości ekstremalne sił wewnętrznych przedstawionych w poniższej tabeli 5.6.:

Tabela 5.6. Wartości sił wewnętrznych i przemieszczeń przyjęte do sprawdzenia słupa nośnego

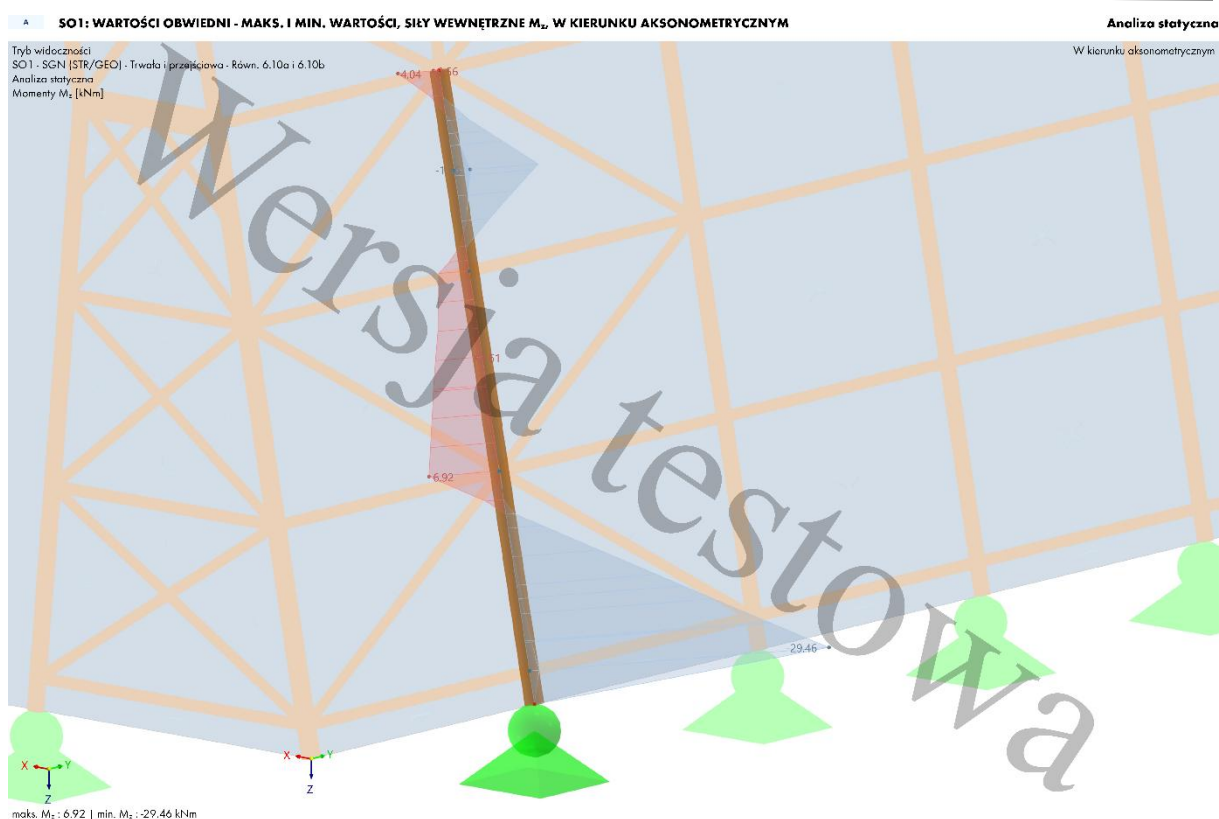
Wielkość	Symbol	Wartość
Maksymalna siła osiowa ściskająca	N_{Ed}	747.65 [kN]
Maksymalny moment zginający względem osi (y)	$M_{y,Ed}$	23.15 [kNm]
Maksymalny moment zginający względem osi (z)	$M_{z,Ed}$	29.46 [kNm]
Maksymalna siła tnąca w kierunku (y)	$V_{y,Ed}$	48.37 [kN]
Maksymalna siła tnąca w kierunku (z)	$V_{z,Ed}$	37.99 [kN]
Maksymalne przemieszczenie globalne	u_{max}	8.6 [mm]
Maksymalny stopień wykorzystania według RFEM 6	η_{RFEM}	0.817



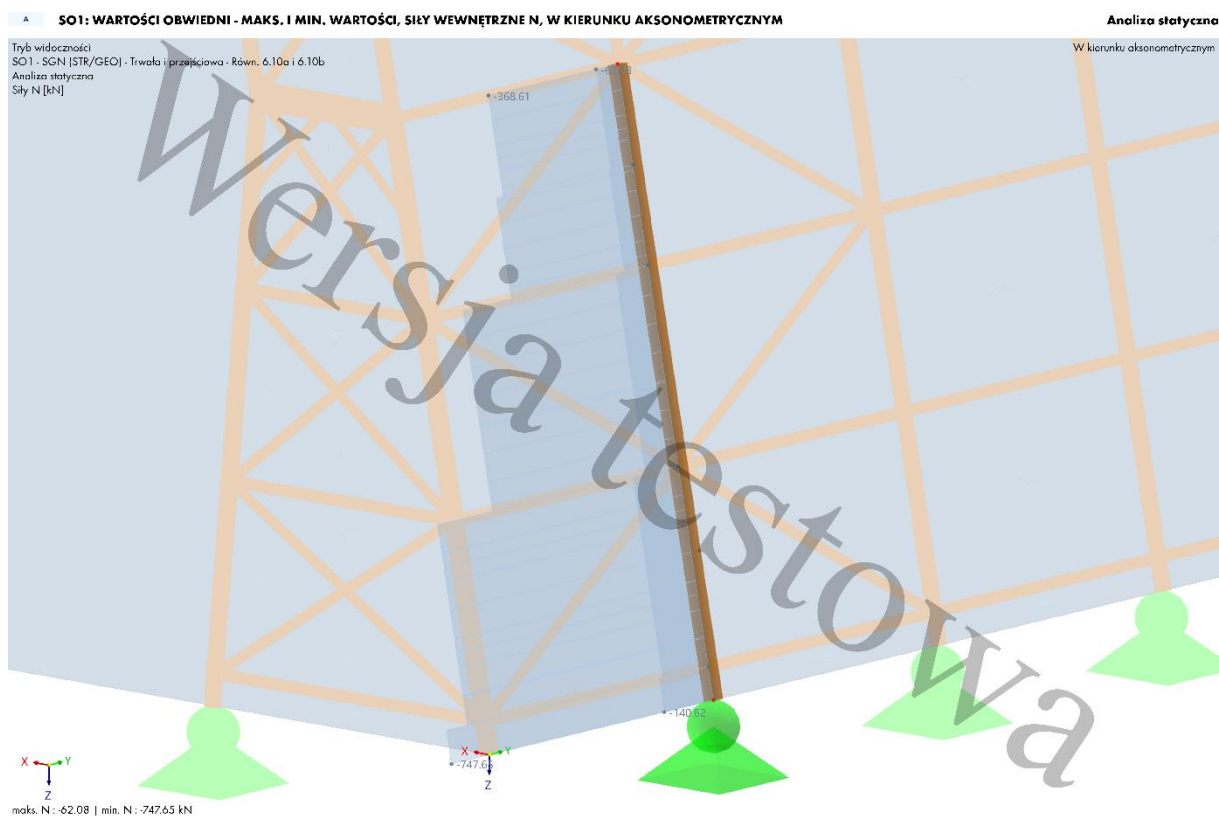
Rys. 5.40. Przemieszczenia analizowanego słupa nośnego kozła. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.41. Rozkład momentu zginającego M_y w słupie nośnym kozła. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.42. Rozkład momentu zginającego M_z w słupie nośnym kozła. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.43. Rozkład siły osiowej N w słupie nośnym kozła. Źródło: opracowanie własne

Dla materiału GL28h przyjęto, analogicznie jak w poprzednim podrozdziale:

$$k_{mod} = 0,80$$

$$\gamma_M = 1,25$$

Obliczeniowa wytrzymałość na zginanie wynosi:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 28,0}{1,25} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien wynosi:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 28,0}{1,25} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenie ściskające od siły osiowej wynosi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{|N_{Ed}|}{A} = \frac{747,65 \cdot 10^3}{96211} = 7,77 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenie od momentu zginającego względem osi ywynosi:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{|M_{y,Ed}|}{W_y} = \frac{23,15 \cdot 10^6}{4209243} = 5,50 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenie od momentu zginającego względem osi zwynosi:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{|M_{z,Ed}|}{W_z} = \frac{29,46 \cdot 10^6}{4209243} = 7,00 \text{ N/mm}^2$$

Ponieważ analizowany element jest prętem ściskany, dodatkowo sprawdzono jego stateczność z uwzględnieniem możliwości wyboczenia. W obliczeniach przyjęto długość wyboczeniową w obu kierunkach:

Dla przekroju kołowego przyjęto:

$$k_m = 1,00$$

Sprawdzenie przekroju przy jednoczesnym działaniu ściskania i zginania dwukierunkowego przeprowadzono według zależności:

$$\eta_{c,m} = \left(\frac{7,77}{17,92} \right)^2 + 1,00 \cdot \frac{5,50}{17,92} + \frac{7,00}{17,92}$$

$$\eta_{c,m} = 0,188 + 0,307 + 0,391 = 0,886 < 1,00$$

Warunek nośności przekroju przy jednoczesnym działaniu ściskania i zginania dwukierunkowego został spełniony. Należy jednak podkreślić, że powyższe sprawdzenie ma charakter kontrolny, ponieważ wykorzystuje wartości ekstremalne z obwiedni, które nie muszą występować jednocześnie w tym samym przekroju i tej samej kombinacji obciążeń.

Ponieważ analizowany słup jest elementem ściskanym, wykonano dodatkowe sprawdzenie stateczności z uwzględnieniem wyboczenia. Zgodnie z PN-EN 1995-1-1 [N7] stateczność słupów pracujących na ściskanie lub na ściskanie ze zginaniem należy sprawdzać według zasad odnoszących się do smukłości względnej oraz współczynników wyboczeniowych k_c .

Promień bezwładności przekroju kołowego wynosi:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.18)$$

gdzie: i – jest to promień bezwładności przekroju w [mm], I – jest to moduł bezwładności materiału kołowego w [mm⁴], A – jest to pole przekroju poprzecznego w [mm²].

Dla przekroju kołowego można zapisać:

$$i = \frac{d}{4} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ mm}$$

Smukłość elementu względem obu osi wynosi:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} \quad (5.19)$$

gdzie: $L_{cr} = 3642$ mm - jest to długość wyboczeniowa analizowanego elementu ściskanego osiowo w [mm], i jest to promień bezwładności w [mm].

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{3642}{87,5} = 41,62$$

Smukłość względną określono ze wzoru:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (5.20)$$

gdzie: λ_{rel} – smukłość względna [-], λ – smukłość geometryczna [-], $f_{c,0,k}$ – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wzdłuż włókien [N/mm²], $E_{0,05}$ – 5-procentowy kwantyl modułu sprężystości wzdłuż włókien [N/mm²].

Dla drewna klejonego warstwowo GL28h przyjęto:

$$f_{c,0,k} = 28,0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,05} = 10500 \text{ N/mm}^2$$

Po podstawieniu:

$$\lambda_{rel,y} = \lambda_{rel,z} = \frac{41,62}{\pi} \sqrt{\frac{28,0}{10500}} = 0,684$$

Ponieważ:

$$\lambda_{rel} > 0,3$$

należy uwzględnić wpływ wyboczenia elementu.

Dla drewna klejonego warstwowo przyjęto współczynnik:

$$\beta_c = 0,1$$

Współczynnik pomocniczy obliczono ze wzoru:

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] \quad (5.21)$$

gdzie: β_c – jest to współczynnik pomocniczy dla drewna klejonego, λ_{rel} – jest to smukłość względna [-],

$$k = 0,5[1 + 0,1(0,684 - 0,3) + 0,684^2] = 0,753$$

Współczynnik wyboczeniowy wynosi:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (5.22)$$

gdzie: k – jest to współczynnik pomocniczy dla drewna klejonego [-], λ_{rel} – jest to smukłość względna [-],

$$k_c = \frac{1}{0,753 + \sqrt{0,753^2 - 0,684^2}} = 0,936$$

Nośność obliczeniowa na ściskanie z uwzględnieniem wyboczenia wynosi:

$$k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,936 \cdot 17,92 = 16,77 \text{ N/mm}^2$$

Do sprawdzenia stateczności przyjęto wartości sił wewnętrznych odpowiadające decydującemu warunkowi statecznościowemu z programu RFEM 6, a nie niezależne wartości ekstremalne z pełnej obwiedni. Jest to istotne, ponieważ maksymalna siła osiowa, maksymalne momenty zginające oraz maksymalne siły tnące nie muszą występować jednocześnie w tym samym przekroju i tej samej kombinacji obciążeń.

Dla decydującego warunku statecznościowego przyjęto:

$$N_{Ed} = 675,04 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 12,35 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 27,49 \text{ kNm}$$

Naprężenie ściskające wynosi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{675,04 \cdot 10^3}{96211} = 7,02 \text{ N/mm}^2$$

Napężenie od zginania względem osi ywynosi:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{12,35 \cdot 10^6}{4209243} = 2,93 \text{ N/mm}^2$$

Napężenie od zginania względem osi zwynosi:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{27,49 \cdot 10^6}{4209243} = 6,53 \text{ N/mm}^2$$

Warunek stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym zapisano jako:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

oraz:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Ponieważ przekrój jest kołowy, a długości wyboczeniowe oraz wartości k_c w obu kierunkach są takie same, oba warunki prowadzą do tej samej wartości stopnia wykorzystania.

Po podstawieniu:

$$\eta_{st} = \frac{7,02}{0,936 \cdot 17,92} + \frac{2,93}{17,92} + 1,00 \cdot \frac{6,53}{17,92} = 0,946 < 1,00$$

Warunek stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym został spełniony.

Wynik ten potwierdza, że dla analizowanego słupa decydujące znaczenie ma stateczność, a nie samo sprawdzenie nośności przekroju.

Dodatkowo wykonano kontrolne sprawdzenie ścinania. Wypadkową siłę tnącą określono jako:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{y,Ed}^2 + V_{z,Ed}^2} = \sqrt{48,37^2 + 37,99^2} = 61,51 \text{ kN}$$

Dla przekroju kołowego maksymalne napężenie styczne oszacowano ze wzoru:

$$\tau_d = \frac{4V_{Ed}}{3A} = \frac{4 \cdot 61,51 \cdot 10^3}{3 \cdot 96211} = 0,85 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie wynosi:

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 3,5}{1,25} = 2,24 \text{ N/mm}^2$$

Stopień wykorzystania ze względu na ścinanie wynosi:

$$\eta_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,85}{2,24} = 0,38 < 1,00$$

Warunek ścinania został spełniony i nie stanowi warunku decydującego dla analizowanego słupa. Podsumowując, słup nośny kozła nr 116 o przekroju kołowym o średnicy 350 mm, wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h, spełnia wymagania nośności. Element pracuje przede wszystkim jako pręt ściskany ze zginaniem dwukierunkowym, dlatego oprócz sprawdzenia naprężeń przekrojowych wykonano również sprawdzenie stateczności z uwzględnieniem wyboczenia. Dla długości wyboczeniowej:

$$L_{cr} = 3,642 \text{ m}$$

uzyskano współczynnik wyboczeniowy:

$$k_c = 0,936$$

a stopień wykorzystania warunku statecznościowego wyniósł:

$$\eta_{st} = 0,946 < 1,00$$

Wynik ten potwierdza, że element spełnia wymagania nośności, jednak warunek stateczności jest dla niego bardziej miarodajny niż samo sprawdzenie przekroju. W szczegółowym sprawdzeniu wykonanym w programie RFEM 6 maksymalny stopień wykorzystania wyniósł:

$$\eta_{RFEM} = 0,817$$

Różnica pomiędzy wynikiem obliczeń ręcznych a wynikiem RFEM 6 wynika z dokładniejszego uwzględnienia przez program rzeczywistych kombinacji sił wewnętrznych, warunków podparcia oraz parametrów statecznościowych elementu. Ostatecznie można stwierdzić, że przekrój kołowy o średnicy 350 mm zapewnia wymaganą nośność i stateczność słupa nośnego kozła.

5.5.4. Wymiarowanie pasa górnego kratownicy łukowej

Kolejnym analizowanym elementem był pas górny kratownicy łukowej oznaczony w modelu RFEM 6 jako pręt nr 1937. Element wykonano z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h. Przyjęty przekrój poprzeczny ma wymiary:

$$b \times h = 200 \times 200 \text{ mm}$$

Długość geometryczna analizowanego pręta wynosi:

$$L = 8,22 \text{ m}$$

Natomiast długość wyboczeniowa przyjęta w modelu wynosi:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 2,51 \text{ m} = 2510 \text{ mm}$$

Wyniki wymiarowania pasa górnego kratownicy łukowej przedstawiono na rys. 5.44. Przemieszczenia elementu oraz rozkłady momentów zginających M_y , M_z i siły osiowej N pokazano na rys. 5.45–5.48.



Rys. 5.44. Stopnie wykorzystania warunków projektowych dla pasa górnego kratownicy łukowej. Źródło: opracowanie własne

Z wyników RFEM 6 wynika, że maksymalny stopień wykorzystania analizowanego elementu wynosi:

$$\eta_{RFEM} = 0,617$$

Warunkiem decydującym jest warunkiem decydującym jest stateczność elementu ściskanego przy jednoczesnym zginaniu dwukierunkowym i wyboczeniu względem obu osi. Oznacza to, że w przypadku pasa górnego kratownicy łukowej o wymiarowaniu nie decyduje wyłącznie nośność przekroju, lecz przede wszystkim praca elementu jako pręta ściskanego w układzie przestrzennym.

Do dalszego sprawdzenia przyjęto decydujące wartości sił wewnętrznych:

$$N_{Ed} = -289,43 \text{ kN},$$

$$M_{y,Ed} = 0,04 \text{ kNm},$$

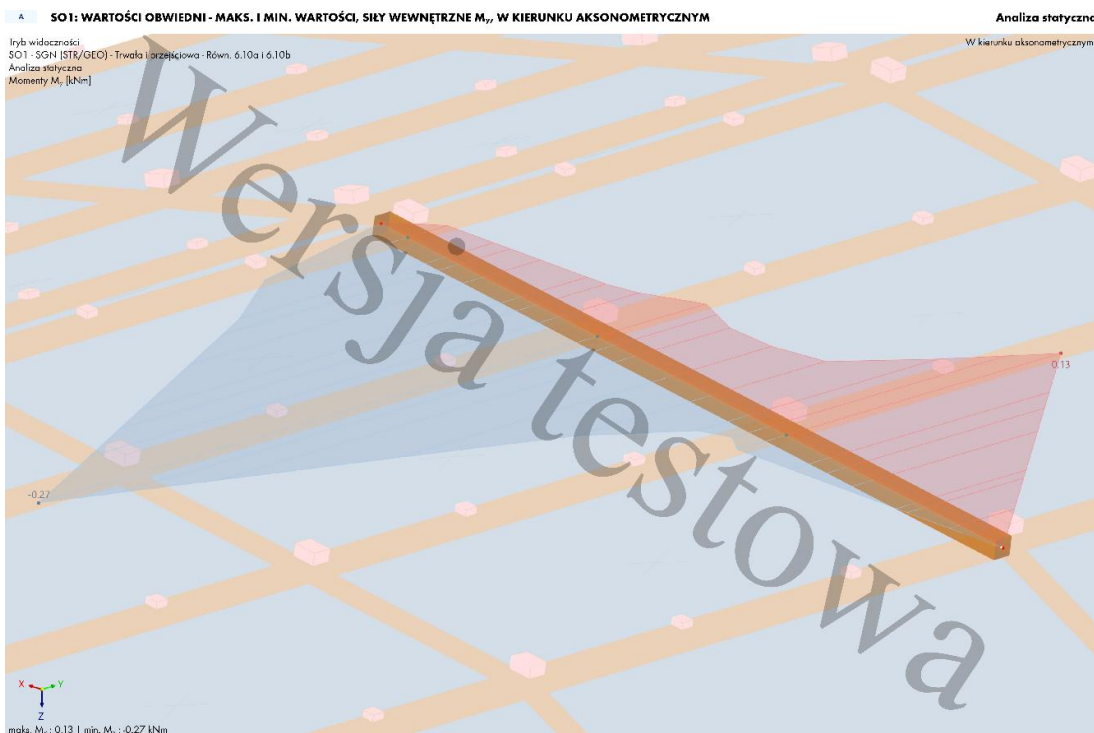
$$M_{z,Ed} = 4,30 \text{ kNm},$$

$$V_{y,Ed} = 12,34 \text{ kN},$$

$$V_{z,Ed} = 0,11 \text{ kN},$$



Rys. 5.45. Przeszyczenie pasa górnego kratownicy łukowej dla kombinacji KO94.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.46. Rozkład momentu zginającego M_y w pasie górnym kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.47. Rozkład momentu zginającego M_z w pasie górnym kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.48. Rozkład siły osiowej N w pasie górnym kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne

Właściwości geometryczne przekroju wynoszą:

$$A = b \cdot h = 200 \cdot 200 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$I_y = I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{200 \cdot 200^3}{12} = 133333333 \text{ mm}^4$$

$$W_y = W_z = \frac{bh^2}{6} = \frac{200 \cdot 200^2}{6} = 1333333 \text{ mm}^3$$

Dla drewna GL28h przyjęto, analogicznie jak w poprzednich podrozdziałach:

$$f_{m,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenie ściskające od siły osiowej wynosi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{|N_{Ed}|}{A} = \frac{289,43 \cdot 10^3}{40000} = 7,24 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenia od zginania względem osi głównych przekroju wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{|M_{y,Ed}|}{W_y} = \frac{0,04 \cdot 10^6}{1333333} = 0,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{|M_{z,Ed}|}{W_z} = \frac{4,30 \cdot 10^6}{1333333} = 3,23 \text{ N/mm}^2$$

Ponieważ przekrój jest prostokątny, przyjęto współczynnik:

$$k_m = 0,70$$

Sprawdzenie nośności przekroju przy jednoczesnym ściskaniu i zginaniu dwukierunkowym przeprowadzono według zależności:

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

$$\eta_{c,m} = \left(\frac{7,24}{17,92} \right)^2 + 0,7 \cdot \frac{0,03}{17,92} + \frac{3,23}{17,92} = 0,344 < 1,00$$

Warunek nośności przekroju został spełniony.

Ze względu na ściskający charakter pracy pasa górnego wykonano również sprawdzenie stateczności. Promień bezwładności przekroju wynosi:

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{133333333}{40000}} = 57,74 \text{ mm}$$

Smukłość elementu wynosi:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{2510}{57,74} = 43,47$$

Smukłość względna wynosi:

$$\lambda_{rel,y} = \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{43,47}{\pi} \sqrt{\frac{28,0}{10500}} = 0,715$$

Ponieważ:

$$\lambda_{rel} > 0,3$$

należy uwzględnić wpływ wyboczenia.

Dla drewna klejonego warstwowo przyjęto:

$$\beta_c = 0,1$$

Współczynnik pomocniczy wynosi:

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5[1 + 0,1(0,715 - 0,3) + 0,715^2] = 0,776$$

Współczynnik wyboczeniowy wynosi:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{0,776 + \sqrt{0,776^2 - 0,715^2}} = 0,927$$

Warunek stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym przyjęto w postaci:

$$\eta_{st} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Po podstawieniu:

$$\eta_{st} = \frac{7,24}{0,927 \cdot 17,92} + 0,7 \cdot \frac{0,03}{17,92} + \frac{3,23}{17,92} = 0,617 < 1,00$$

Warunek stateczności został spełniony. Uzyskana wartość jest praktycznie zgodna z wynikiem programu RFEM 6:

$$\eta_{RFEM} = 0,617$$

Oznacza to, że w przypadku pasa górnego kratownicy łukowej decydujący jest nie sam przekrój, lecz stateczność elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym. Dodatkowo sprawdzono warunek ścinania. Dla największej siły tnącej w analizowanym przęcie przyjęto:

$$V_{Ed} = 12,34 \text{ kN}$$

Naprężenie styczne obliczono z uwzględnieniem efektywnego pola przekroju przy ścinaniu:

$$\tau_d = \frac{1,5V_{Ed}}{k_{cr} \cdot A}$$

Przyjmując:

$$k_{cr} = 0,67$$

otrzymano:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 12,34 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 40000} = 0,69 \text{ N/mm}^2$$

Stopień wykorzystania ze względu na ścinanie wynosi:

$$\eta_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,69}{2,24} = 0,31 < 1,00$$

Warunek ścinania został spełniony i nie jest warunkiem decydującym.

Podsumowując, pas górny kratownicy łukowej nr 1937 o przekroju $200 \times 200 \text{ mm}$, wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h, spełnia warunki nośności oraz stateczności. Element pracuje głównie jako pręt ściskany, a wpływ momentów zginających jest drugorzędny, choć uwzględniono go w warunku interakcyjnym. Największy stopień wykorzystania wyniósł:

$$\eta = 0,617 < 1,00$$

co potwierdza prawidłowy dobór przekroju. W porównaniu ze słupem nośnym kozła, pas górny posiada znacznie mniejszy stopień wykorzystania, co wynika przede wszystkim z krótszej długości wyboczeniowej równej:

$$L_{cr} = 2,51 \text{ m}$$

oraz korzystniejszego usztywnienia elementu w przestrzennym układzie kratownicowym.

5.5.5. Wymiarowanie elementu skratowania kratownicy łukowej – krzyżulca

Kolejnym analizowanym elementem był pręt skratowania kratownicy łukowej oznaczony w modelu RFEM 6 jako pręt nr 132. Element ten pracuje jako część układu kratowego i odpowiada za przekazywanie sił osiowych pomiędzy pasami kratownicy. W modelu przyjęto przekrój prostokątny: $180 \times 180 \text{ [mm]}$.

Element wykonano z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h. Długość geometryczna oraz długość wyboczeniowa analizowanego pręta wynoszą:

$$L = 3,97 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 3,97 \text{ m} = 3970 \text{ mm}$$

Stopnie wykorzystania oraz decydujące siły wewnętrzne dla ściskanego elementu skratowania

nr 132 przedstawiono na rys. 5.49 i rys. 5.50. Rozkład siły osiowej oraz stopień wykorzystania nośności tego elementu pokazano na rys. 5.51 i rys. 5.52.

Stopnie wykorzystania na prętach według sytuacji obliczeniowej Projektowanie konstrukcji drewnianych EN 1995 PN 2014-07									
Przejdź do Edytuj Wybór Widok Ustawienia									
Projektowanie konstrukcji drewni... Stopnie wykorzystania na prętach									
Sytuacja oblicz.	Pręt nr	Położenie x [m]	Punkt naprężeń nr	Obciążenie nr	Stopień wykorzystania warunku projektowego	Warunek projektowy	Opis		
SO1	132	2.26	1	KO25	0.240 ✓	SP1200.00	Sprawdzenie przekroju Ściskanie wzdłuż włókien wg 6.1.4		
		2.26	4	KO39	0.004 ✓	SP3100.00	Sprawdzenie przekroju Ścinanie w osi z wg 6.1.7 Przekrój prostokątny		
		2.26	2	KO1	0.010 ✓	SP3200.00	Sprawdzenie przekroju Ścinanie w osi y wg 6.1.7 Przekrój prostokątny		
		2.26	7	KO49	0.023 ✓	SP6100.00	Sprawdzenie przekroju Zginanie względem osi y i osiowa siła ścisająca wg 6.2.4		
		2.26	1	KO9	0.036 ✓	SP6200.00	Sprawdzenie przekroju Zginanie względem osi z i osiowa siła ścisająca wg 6.2.4		
		2.26	7	KO25	0.078 ✓	SP6300.00	Sprawdzenie przekroju Zginanie dwukierunkowe i osiowa siła ścisająca wg 6.2.4		
		3.97 ±	1	KO25	0.430 ✓	ST1300.00	Stateczność Ściskanie osiowe z wyboczeniem względem obu osi wg 6.3.2		
		2.26	7	KO1	0.236 ✓	ST1600.01	Stateczność Zginanie względem osi y i ściskanie z wyboczeniem względem obu osi wg 6.3.2		
		2.26	1	KO9	0.287 ✓	ST1600.02	Stateczność Zginanie względem osi z i ściskanie z wyboczeniem względem obu osi wg 6.3.2		
		2.26	7	KO25	0.452 ✓	ST1600.03	Stateczność Zginanie dwukierunkowe i ściskanie z wyboczeniem względem obu osi wg 6.3.2		

Rys. 5.49. Stopnie wykorzystania warunków projektowych dla krzyżulca 132.

Źródło: opracowanie własne

Na podstawie wyników z programu RFEM 6 stwierdzono, że największy stopień wykorzystania analizowanego pręta wynosi:

$$\eta_{RFEM} = 0,452$$

Warunkiem decydującym jest sprawdzenie stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym i wyboczeniem względem obu osi. Oznacza to, że w przypadku analizowanego pręta skratowania decydujące znaczenie ma nie sama nośność przekroju, lecz jego smukłość oraz możliwość utraty stateczności.

Pręt nr	Położenie x [m]	Punkt naprężeń nr	Sytuacja obliczeniowa	Obciążenie nr	N	Siły [kN] Vy	Vz	MT	Momenty [kNm] My	Mz
132	Kratownica 7 - R_M1 180/180 L : 3.97 m									
	2.26	1	SO1	KO25	-139.33	-0.29	0.07	-0.01	-0.12	-0.28
	2.26	4	SO1	KO39	-127.11	-0.24	0.15	0.00	-0.25	-0.19
	2.26	2	SO1	KO1	-56.16	-0.25	0.03	-0.01	-0.05	-0.17
	2.26	7	SO1	KO49	-81.46	0.16	-0.07	0.00	-0.15	0.01
	2.26	1	SO1	KO9	-99.97	-0.29	0.01	-0.01	-0.02	-0.24
	2.26	7	SO1	KO25	-139.33	-0.29	0.07	-0.01	-0.12	-0.28
	3.97 ±	1	SO1	KO25	-139.19	-0.04	0.07	-0.01	0.00	0.00
	2.26	7	SO1	KO1	-56.08	0.20	-0.03	0.00	-0.06	0.00
	2.26	1	SO1	KO9	-99.97	-0.29	0.01	-0.01	-0.02	-0.24
	2.26	7	SO1	KO25	-139.33	-0.29	0.07	-0.01	-0.12	-0.28

Rys. 5.50. Decydujące siły wewnętrzne dla elementu skratowania nr 132.

Źródło: opracowanie własne

Do sprawdzenia przyjęto wartości odpowiadające decydującemu warunkowi statecznościowemu:

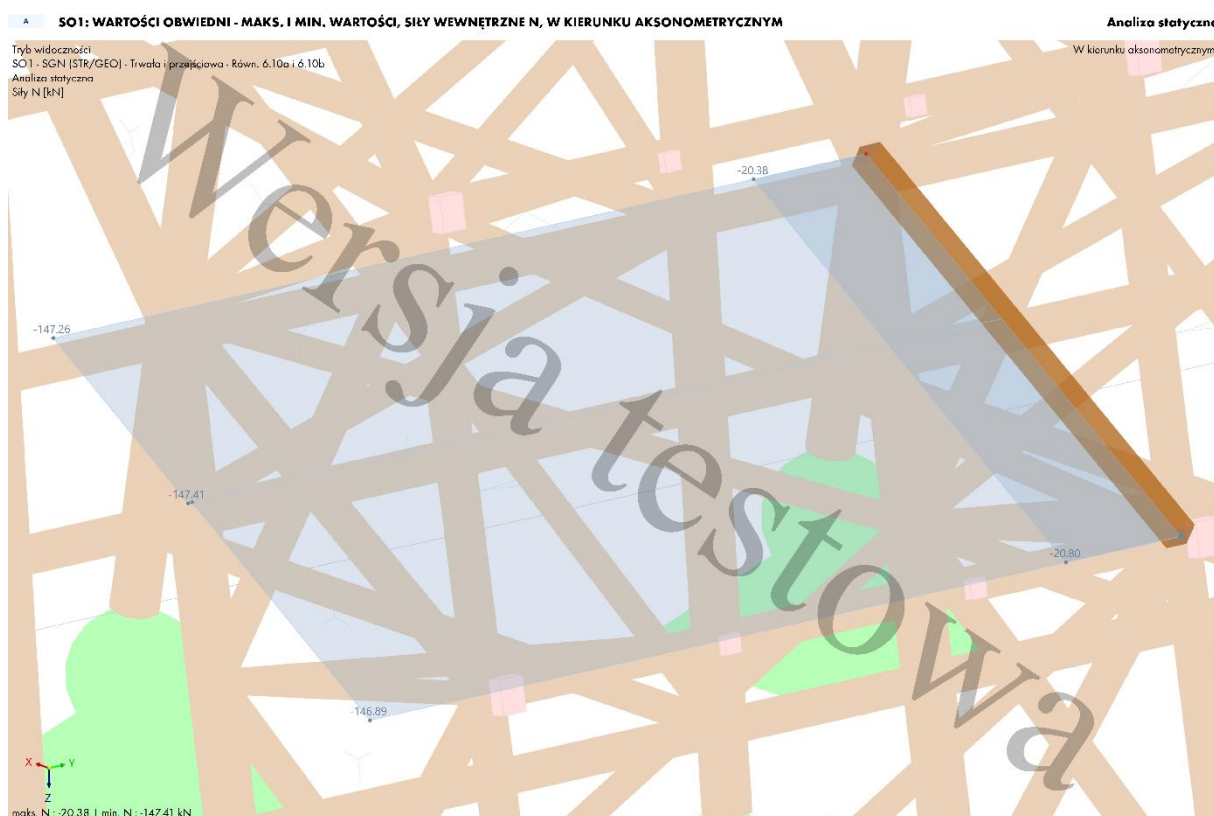
$$N_{Ed} = -139,33 \text{ kN},$$

$$M_{y,Ed} = 0,12 \text{ kNm},$$

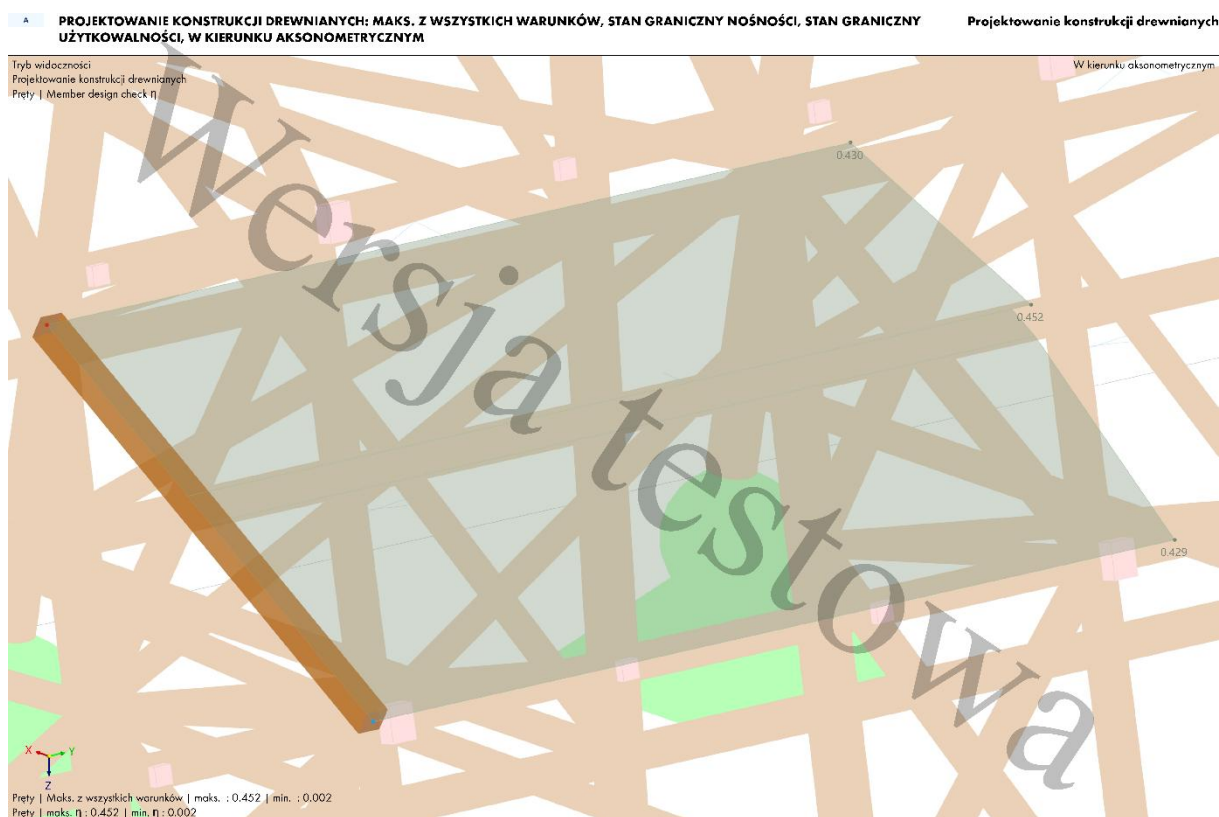
$$M_{z,Ed} = 0,28 \text{ kNm},$$

$$V_{y,Ed} = 0,29 \text{ kN},$$

$$V_{z,Ed} = 0,07 \text{ kN},$$



Rys. 5.51. Rozkład siły osiowej N w krzyżulcu 132. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.52. Stopień wykorzystania nośności krzyżulca 132. Źródło: opracowanie własne

Właściwości geometryczne przekroju wynoszą:

$$A = b \cdot h = 180 \cdot 180 = 32400 \text{ mm}^2$$

$$I_y = I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{180 \cdot 180^3}{12} = 87480000 \text{ mm}^4$$

$$W_y = W_z = \frac{bh^2}{6} = \frac{180 \cdot 180^2}{6} = 972000 \text{ mm}^3$$

Dla drewna GL28h przyjęto, analogicznie jak w poprzednich podrozdziałach:

$$f_{m,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenie ściskające od siły osiowej wynosi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{|N_{Ed}|}{A} = \frac{139,33 \cdot 10^3}{32400} = 4,30 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenia od zginania wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{|M_{y,Ed}|}{W_y} = \frac{0,12 \cdot 10^6}{972000} = 0,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{|M_{z,Ed}|}{W_z} = \frac{0,28 \cdot 10^6}{972000} = 0,29 \text{ N/mm}^2$$

Ze względu na prostokątny przekrój elementu przyjęto:

$$k_m = 0,70$$

W pierwszej kolejności wykonano sprawdzenie nośności przekroju przy jednoczesnym działaniu ściskania i zginania dwukierunkowego:

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

$$\eta_{c,m} = \left(\frac{4,30}{17,92} \right)^2 + 0,7 \cdot \frac{0,12}{17,92} + \frac{0,29}{17,92} = 0,078 < 1,00$$

Warunek nośności przekroju został spełniony. Otrzymany wynik potwierdza, że naprężenia przekrojowe są niewielkie, natomiast o wymiarowaniu elementu decyduje jego stateczność.

Promień bezwładności przekroju wynosi:

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{87480000}{32400}} = 51,96 \text{ mm}$$

Smukłość elementu względem obu osi wynosi:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{3970}{51,96} = 76,40$$

Smukłość względną obliczono ze wzoru:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{76,40}{\pi} \sqrt{\frac{28,0}{10500}} = 1,256$$

Ponieważ:

$$\lambda_{rel} > 0,3$$

należy uwzględnić wpływ wyboczenia elementu.

Dla drewna klejonego warstwowo przyjęto:

$$\beta_c = 0,1$$

Współczynnik pomocniczy wynosi:

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5[1 + 0,1(1,256 - 0,3) + 1,256^2] = 1,336$$

Współczynnik wyboczeniowy wynosi:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,336 + \sqrt{1,336^2 - 1,256^2}} = 0,558$$

Warunek stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym zapisano jako:

$$\eta_{st} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Po podstawieniu:

$$\eta_{st} = \frac{4,30}{0,558 \cdot 17,92} + 0,7 \cdot \frac{0,12}{17,92} + \frac{0,29}{17,92} = 0,452 < 1,00$$

Warunek stateczności został spełniony. Wynik obliczeń ręcznych jest zgodny z wynikiem uzyskanym w programie RFEM 6:

$$\eta_{RFEM} = 0,452$$

Oznacza to, że analizowany pręt skratowania spełnia wymagania nośności i stateczności, jednak ze względu na znaczną smukłość jego wymiarowanie jest kontrolowane przez wyboczenie.

Dodatkowo wykonano kontrolne sprawdzenie ścinania. Wypadkowa siła tnąca wynosi:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{y,Ed}^2 + V_{z,Ed}^2} = \sqrt{0,29^2 + 0,07^2} = 0,30 \text{ kN}$$

Napężenie styczne określono jako:

$$\tau_d = \frac{1,5V_{Ed}}{k_{cr} \cdot A}$$

Przyjmując:

$$k_{cr} = 0,67$$

otrzymano:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 0,30 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 32400} = \sqrt{0,29^2 + 0,07^2} = 0,021 \text{ N/mm}^2$$

Stopień wykorzystania ze względu na ścinanie wynosi:

$$\eta_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,021}{2,24} = 0,009 < 1,00$$

Warunek ścinania został spełniony z bardzo dużym zapasem i nie stanowi warunku decydującego.

W celu uzupełnienia analizy sprawdzono również krzyżulec pracujący na rozciąganie. Wykres występującej siły rozciągającej w projektowanym krzyżulcu 4084 przedstawiono na rysunku rys. 5.53.



Rys. 5.53. Rozkład siły osiowej N w krzyżulcu 4084. Źródło: opracowanie własne

Dla elementu o analogicznym przekroju:

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

oraz sile rozciągającej:

$$N_{t,Ed} = 143,77 \text{ kN}$$

naprężenie rozciągające wzdłuż włókien wynosi:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{t,Ed}}{A} \quad (5.23)$$

gdzie: $N_{t,Ed}$ – jest to wartość siły rozciągającej krzyżulca w [kN], A – jest to pole przekroju poprzecznego krzyżulca w [mm²]

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{143,77 \cdot 10^3}{32400} = 4,44 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien dla drewna GL28h wynosi:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M} \quad (5.24)$$

gdzie: k_{mod} – współczynnik modyfikacyjny uwzględniający wpływ czasu trwania obciążenia oraz klasy użytkowania [-], γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa materiału [-], $f_{t,0,k}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien w [N/mm²].

$$f_{t,0,d} = \frac{0,80 \cdot 22,3}{1,25} = 14,27 \text{ N/mm}^2$$

Warunek rozciągania wzdłuż włókien ma postać:

$$\eta_t = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1 \quad (5.25)$$

gdzie: $\sigma_{t,0,d}$ – jest to obliczeniowe naprężenie rozciągające wzdłuż włókien w [N/mm²], $f_{t,0,d}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie wzdłuż włókien w [N/mm²].

$$\eta_t = \frac{4,44}{14,27} = 0,31 < 1,00$$

Krzyżulec rozciągany spełnia warunek nośności z wyraźnym zapasem. W przypadku elementów rozciąganych nie występuje problem wyboczenia, dlatego sprawdzenie ogranicza się przede wszystkim do nośności przekroju na rozciąganie wzdłuż włókien.

Podsumowując, analizowany element skratowania nr 132 o przekroju 180 × 180 mm, wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h, spełnia warunki nośności oraz stateczności. W przypadku pręta ściskanego decydującym warunkiem jest stateczność z uwzględnieniem wyboczenia, dla której uzyskano:

$$\eta_{st} = 0,452 < 1,00$$

Natomiast dla krzyżulca rozciąganego o sile osiowej:

$$N_{t,Ed} = 143,77 \text{ kN}$$

uzyskano stopień wykorzystania:

$$\eta_t = 0,31 < 1,00$$

Otrzymane wyniki potwierdzają prawidłową pracę elementów skratowania. Elementy rozciągane posiadają znaczny zapas nośności, natomiast w przypadku elementów ściskanych decydującym aspektem projektowym jest ich smukłość oraz stateczność.

5.5.6. Wymiarowanie pasa dolnego kratownicy łukowej

Kolejnym analizowanym elementem głównego układu nośnego był pas dolny kratownicy łukowej oznaczony w modelu RFEM 6 jako pręt nr 2110. Element ten wykonano z drewna klejonego warstwowo GL28h. Przyjęty przekrój poprzeczny wynosi:

Długość geometryczna analizowanego elementu wynosi:

$$L = 8,00 \text{ m}$$

Natomiast długość wybocheniowa w obu płaszczyznach została przyjęta jako:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 2,50 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

Stopnie wykorzystania oraz decydujące siły wewnętrzne dla pasa dolnego kratownicy łukowej przedstawiono na rys. 5.54 i rys. 5.55. Rozkłady siły osiowej N oraz momentów zginających M_y i M_z pokazano kolejno na rys. 5.56–5.58.

Stopnie wykorzystania na prętach według sytuacji obliczeniowej Projektowanie konstrukcji drewnianych EN 1995 PN 2014-07									
Sytuacja oblicz.	Pręt nr	Położenie x [m]	Punkt naprężeń nr	Obciążenie nr	Stopień wykorzystania warunku projektowego	Warunek projektowy	Opis		
SD1	2110	7,99	1	KD27	0,363	✓	SP1200.00	Sprawdzenie przekroju	Ściskanie wzdłuż włókien wg 6.1.4
		2,49	4	KD26	0,041	✓	SP3100.00	Sprawdzenie przekroju	Ścinanie w osi z wg 6.1.7 Przekrój prostokątny
		2,49	2	KD1	0,010	✓	SP3200.00	Sprawdzenie przekroju	Ścinanie w osi y wg 6.1.7 Przekrój prostokątny
		5,49	7	KD39	0,150	✓	SP6100.00	Sprawdzenie przekroju	Zginanie względem osi y i osiowa siła ściskająca wg 6.2.4
		5,49	9	KD27	0,187	✓	SP6300.00	Sprawdzenie przekroju	Zginanie względem osi y i osiowa siła ściskająca wg 6.2.4
		7,99	1	KD27	0,376	✓	ST1300.00	Stateczność	Ściskanie osiowe z wybocheniem względem obu osi wg 6.3.2
		5,49	7	KD39	0,378	✓	ST1600.01	Stateczność	Zginanie względem osi y i ściskanie z wybocheniem względem obu osi wg 6.3.2
		5,49	9	KD27	0,431	✓	ST1600.03	Stateczność	Zginanie dwukierunkowe i ściskanie z wybocheniem względem obu osi wg 6.3.2
SD2	2110	0,00		KD87	0,000	✓	SE0100.01	Użytkowność	Pomijalne ugięcie Charakterystyczna
		2,49		KD93	0,009	✓	SE1100.01	Użytkowność	Charakterystyczna Kierunek y-wg 7.2
		2,49		KD99	0,047	✓	SE1200.01	Użytkowność	Charakterystyczna Kierunek z-wg 7.2

Rys. 5.54. Stopnie wykorzystania warunków projektowych dla pasa dolnego kratownicy łukowej. Źródło: opracowanie własne

Na podstawie wyników z programu RFEM 6 stwierdzono, że największy stopień wykorzystania analizowanego elementu wynosi:

$$\eta_{RFEM} = 0,431$$

Warunkiem decydującym jest sprawdzenie stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym i wybocheniem względem obu osi. Pomimo że analizowany pręt stanowi

pas dolny kratownicy, w rozpatrywanej kombinacji obciążeń pracuje przede wszystkim jako element ściskany.

Decydujące siły wewnętrzne według pretów | Projektowanie konstrukcji drewnianych | EN 1995 | PN | 2014-07

Przejdź do Edytuj Wybór Widok Ustawienia

Projektowanie konstrukcji drewnianych | Decydujące wyniki

Pret nr	Pokoślenie x [m]	Punkt naprężeń nr	Sytuacja obliczeniowa	Obciążenie nr	Siły [kN]			Momenty [kNm]			Stopień wykorzystania warunku projektowego	Warunek projektowy
					N	V _y	V _z	M _t	M _y	M _z		
2110	7.99	1	SO1	KD27	-439.71	0.31	1.16	0.04	0.00	0.00	0.363	SP1200.00 Sprawdzenie przekroju Ściskanie wzdłuż włókien wg 6.1.4
	2.49	4	SO1	KD26	-285.47	-0.60	-2.75	0.04	5.23	-0.51	0.041	SP3100.00 Sprawdzenie przekroju Ścinanie w osi z wg 6.1.7 Przekrój prostokątny
	2.49	2	SO1	KD1	-116.32	0.51	0.37	0.02	0.92	-0.42	0.010	SP3200.00 Sprawdzenie przekroju Ścinanie w osi y wg 6.1.7 Przekrój prostokątny
	5.49	7	SO1	KD39	-434.60	-0.27	1.14	0.05	-2.83	0.06	0.150	SP6100.00 Sprawdzenie przekroju Zginanie względem osi y i osiowa siła ściskająca
	5.49	9	SO1	KD27	-439.03	-0.26	1.16	0.04	-2.90	0.07	0.187	SP6300.00 Sprawdzenie przekroju Zginanie dwukierunkowe i osiowa siła ściskająca
	7.99	1	SO1	KD27	-439.71	0.31	1.16	0.04	0.00	0.00	0.376	ST1300.00 Stateczność Ściskanie osiowe z wybočeniem względem obu osi wg 6.3.
	5.49	7	SO1	KD39	-434.60	-0.27	1.14	0.05	-2.83	0.06	0.378	ST1600.01 Stateczność Zginanie względem osi y i ściskanie z wybočeniem względem
	5.49	9	SO1	KD27	-439.03	-0.26	1.16	0.04	-2.90	0.07	0.431	ST1600.03 Stateczność Zginanie dwukierunkowe i ściskanie z wybočeniem względem
	0.00		SO2	KD87	-85.58	-0.13	0.27	0.02	0.00	0.00	0.000	SE0100.01 Użytkowność Pomijalne ugięcie Charakterystyczna
	2.49		SO2	KD93	-227.61	0.51	0.84	0.05	2.10	-0.64	0.009	SE1100.01 Użytkowność Charakterystyczna Kierunek y -wg 7.2
	2.49		SO2	KD99	-164.87	0.41	1.53	0.05	3.83	-0.39	0.047	SE1200.01 Użytkowność Charakterystyczna Kierunek z -wg 7.2

Rys. 5.55. Decydujące siły wewnętrzne dla pasa dolnego kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne

Do obliczeń przyjęto wartości odpowiadające decydującemu warunkowi stateczności:

$$N_{Ed} = -439,03 \text{ kN},$$

$$M_{y,Ed} = -2,90 \text{ kNm},$$

$$M_{z,Ed} = 0,07 \text{ kNm},$$

$$V_{y,Ed} = -0,26 \text{ kN},$$

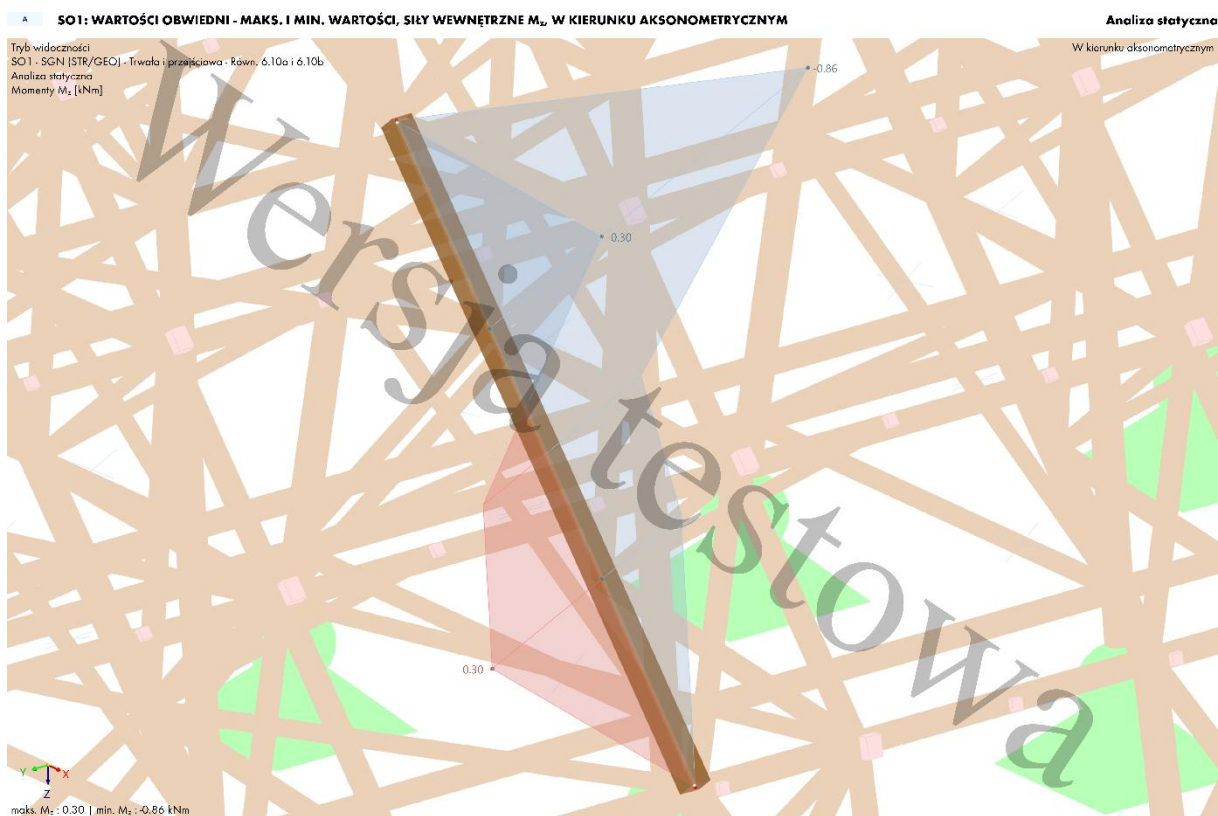
$$V_{z,Ed} = 1,16 \text{ kN},$$



Rys. 5.56. Rozkład siły osiowej N w pasie dolnym kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.57. Rozkład momentu zginającego M_y w pasie dolnym kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.58. Rozkład momentu zginającego M_z w pasie dolnym kratownicy łukowej.
Źródło: opracowanie własne

Charakterystyki geometryczne przekroju wynoszą:

$$A = b \cdot h = 260 \cdot 260 = 67600 \text{ mm}^2$$

$$I_y = I_z = \frac{bh^3}{12} = \frac{260 \cdot 260^3}{12} = 380813333 \text{ mm}^4$$

$$W_y = W_z = \frac{bh^2}{6} = \frac{260 \cdot 260^2}{6} = 2929333 \text{ mm}^3$$

Naprężenie ściskające od siły osiowej wynosi:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{|N_{Ed}|}{A} = \frac{439,03 \cdot 10^3}{67600} = 6,49 \text{ N/mm}^2$$

Naprężenia od zginania wynoszą:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{|M_{y,Ed}|}{W_y} = \frac{2,90 \cdot 10^6}{2929333} = 0,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{|M_{z,Ed}|}{W_z} = \frac{0,07 \cdot 10^6}{2929333} = 0,024 \text{ N/mm}^2$$

W pierwszej kolejności sprawdzono nośność przekroju przy jednoczesnym działaniu ściskania i zginania dwukierunkowego. Przyjęto:

$$f_{c,0,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = 17,92 \text{ N/mm}^2$$

$$k_m = 0,70$$

Warunek nośności przekroju przyjmuje postać:

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

Po podstawieniu:

$$\eta_{c,m} = \left(\frac{6,49}{17,92} \right)^2 + \frac{0,99}{17,92} + 0,7 \cdot \frac{0,024}{17,92} = 0,188 < 1,00$$

Warunek nośności przekroju został spełniony. Wynik jest zgodny z rezultatem uzyskanym w RFEM 6, gdzie dla warunku zginania dwukierunkowego i ściskania uzyskano stopień wykorzystania równy około:

$$\eta_{RFEM} = 0,187$$

Następnie sprawdzono stateczność elementu ściskanego. Promień bezwładności przekroju wynosi:

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{380813333}{67600}} = 75,06 \text{ mm}$$

Smukłość elementu względem obu osi wynosi:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{2500}{75,06} = 33,31$$

Smukłość względna wynosi:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{33,31}{\pi} \sqrt{\frac{28,0}{10500}} = 0,548$$

Ponieważ:

$$\lambda_{rel} > 0,3$$

należy uwzględnić wpływ wyboczenia.

Dla drewna klejonego warstwowo przyjęto:

$$\beta_c = 0,1$$

Współczynnik pomocniczy wynosi:

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5[1 + 0,1(0,548 - 0,3) + 0,548^2] = 0,662$$

Współczynnik wyboczeniowy wynosi:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{0,662 + \sqrt{0,662^2 - 0,548^2}} = 0,966$$

Warunek stateczności elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym zapisano jako:

$$\eta_{st} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

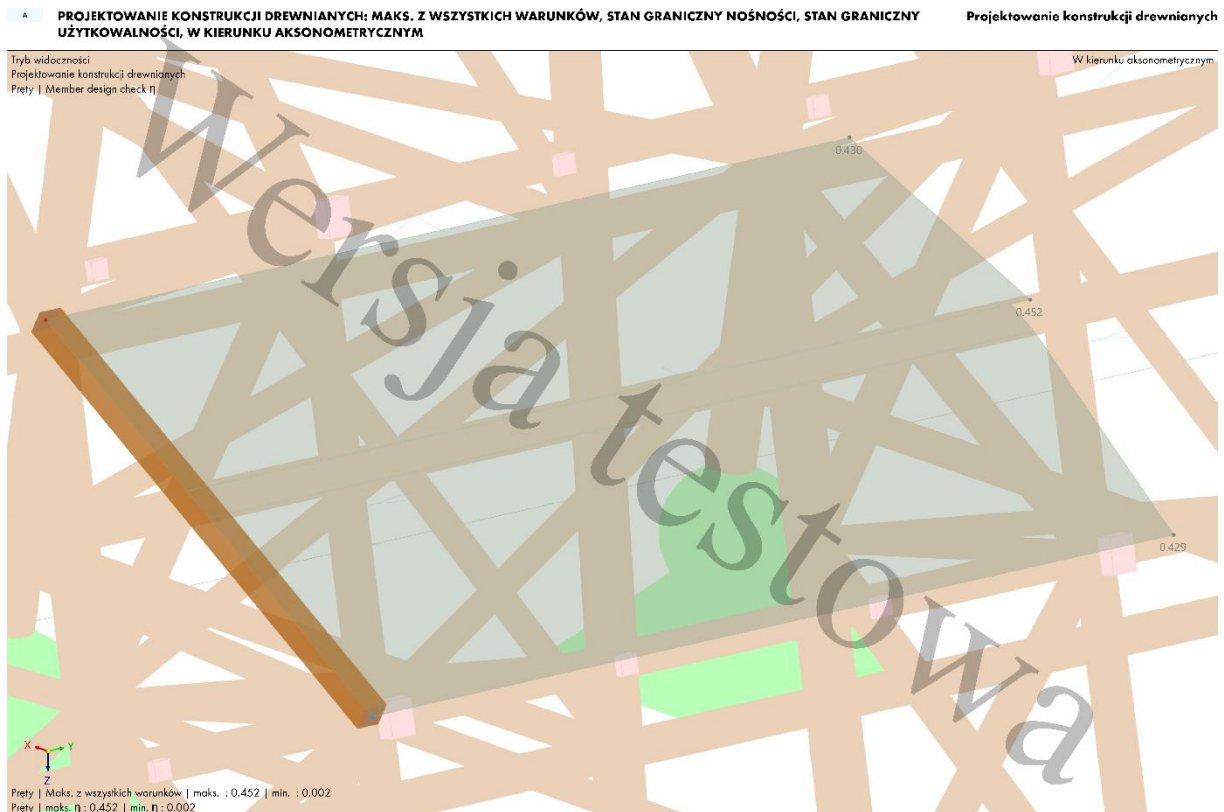
Po podstawieniu:

$$\eta_{st} = \frac{6,49}{0,966 \cdot 17,92} + \frac{0,99}{17,92} + 0,7 \cdot \frac{0,024}{17,92} = 0,431 < 1,00$$

Warunek stateczności został spełniony. Otrzymany wynik jest zgodny z wynikiem uzyskanym w programie RFEM 6:

$$\eta_{RFEM} = 0,431$$

Końcowy stopień wykorzystania pasa dolnego kratownicy łukowej według wymiarowania RFEM 6 przedstawiono na rys. 5.59.



Rys. 5.59. Stopień wykorzystania pasa dolnego kratownicy łukowej według wymiarowania RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

Dodatkowo wykonano kontrolne sprawdzenie ścinania. Do sprawdzenia przyjęto największe wartości sił tnących z wyników RFEM 6:

$$V_{y,Ed} = 0,60 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 2,75 \text{ kN}$$

Wypadkowa siła tnąca wynosi:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{y,Ed}^2 + V_{z,Ed}^2} = \sqrt{0,60^2 + 2,75^2} = 2,81 \text{ kN}$$

Naprężenie styczne określono jako:

$$\tau_d = \frac{1,5V_{Ed}}{k_{cr} \cdot A}$$

Przyjmując:

$$k_{cr} = 0,67$$

otrzymano:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 2,81 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 67600} = 0,093 \text{ N/mm}^2$$

Stopień wykorzystania ze względu na ścinanie wynosi:

$$\eta_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,093}{2,24} = 0,042 < 1,00$$

Warunek ścinania został spełniony z dużym zapasem i nie stanowi warunku decydującego.

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że pas dolny kratownicy łukowej o przekroju 260×260 mm, wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h, spełnia wymagania nośności oraz stateczności. Decydującym warunkiem jest stateczność elementu ściskanego ze zginaniem dwukierunkowym, dla której uzyskano:

$$\eta_{st} = 0,431 < 1,00$$

Wynik ten potwierdza, że element posiada odpowiedni zapas nośności. Jednocześnie analiza wykazuje, że mimo stosunkowo niewielkich momentów zginających, wpływ siły osiowej ściskającej oraz stateczności elementu pozostaje istotny dla oceny pracy pasa dolnego kratownicy łukowej.

5.5.7. Zestawienie wyników wymiarowania pozostałych elementów konstrukcji

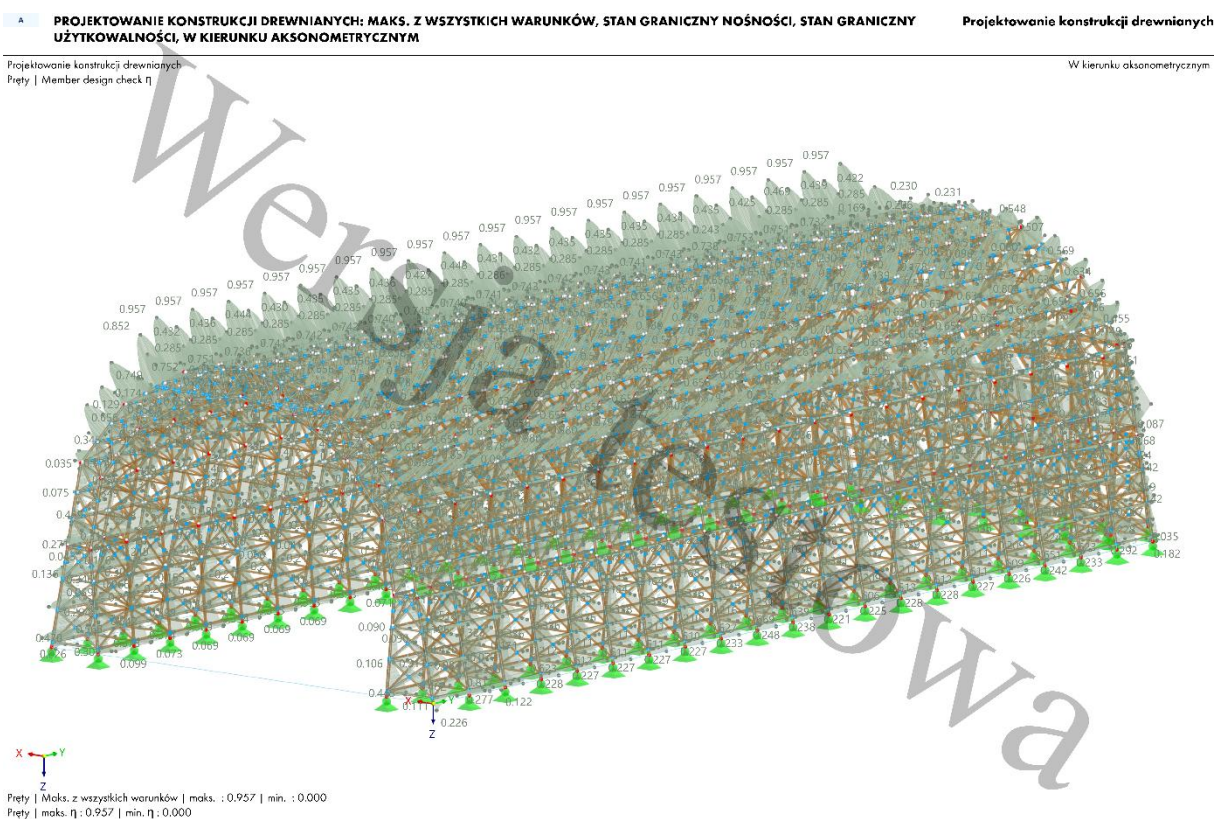
W poprzednich podrozdziałach przedstawiono szczegółowe obliczenia analityczne wybranych elementów głównego układu nośnego hangaru. Do obliczeń przyjęto elementy reprezentatywne, dla których uzyskano istotne wartości sił wewnętrznych lub wysokie stopnie wykorzystania warunków projektowych. Sprawdzono między innymi płatwie dachowe, słup nośny, pas górny i pas dolny kratownicy łukowej oraz elementy skratowania pracujące na ściskanie i rozciąganie.

Należy jednak podkreślić, że wymiarowanie konstrukcji nie zostało ograniczone wyłącznie do elementów opisanych szczegółowo w części analitycznej. Pełne sprawdzenie warunków nośności oraz użytkowości wykonano w programie RFEM 6 dla wszystkich prętów modelu przestrzennego. Objęło ono zarówno elementy głównego układu łukowego, jak i elementy drugorzędne oraz usztywniające, w tym belki poprzeczne, krzyżulce kozłów podporowych, słupki, tężenia, płatwie, łączniki prętowe oraz pozostałe elementy współpracujące w przestrzennym układzie konstrukcji. Obliczenia wykonano zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1995-1-1 [N7], z uwzględnieniem kombinacji obciążeń dla stanu granicznego nośności oraz stanu granicznego użytkowości. Wyniki sprawdzenia zestawiono w tabeli 5.7.

Tabela 5.7. Zestawienie wyników wymiarowania elementów drewnianych konstrukcji hangaru

Grupa elementów konstrukcyjnych	Przekrój / zakres przekrojów	Material	Charakter pracy elementu	Maksymalny stopień wykorzystania	Warunek decydujący	Ocena
Płatwie dachowe	200 × 340 mm	GL28h	zginanie dwukierunkowe, ścinanie, ugięcie	0,957	SGU — ugięcie	spełnione
Słupy nośne główne	Φ350 mm	GL28h	ściskanie, stateczność, zginanie	0,817	stateczność elementu ściskanego	spełnione
Pas górny kratownicy łukowej	200 x 200 mm	GL28h	ściskanie ze zginaniem	0,617	stateczność ze zginaniem dwukierunkowym	spełnione
Pas dolny kratownicy łukowej	260 × 260 mm	GL28h	ściskanie ze zginaniem	0,431	stateczność ze zginaniem dwukierunkowym	spełnione
Słupki kratownicy łukowej	140 x 140 mm	GL28h	ściskanie, stateczność	0,409	stateczność elementu ściskanego	spełnione
Krzyżulce kratownicy łukowej	180 × 180 mm	GL28h	ściskanie / rozciąganie	0,452	stateczność lub rozciąganie wzdłuż włókien	spełnione
Krzyżulce kozłów podporowych	Φ200 mm	GL28h	ściskanie / rozciąganie	0,344	Stateczność elementu ściskanego i zginanie dwukierunkowe	spełnione
Belki poprzeczne – stężenie poprzeczne	200 x 200 mm	GL28h	zginanie, ugięcie	0,804	SGU – ugięcie (uz)	spełnione
Elementy stężące i usztywniające	180 x 180 mm	GL28h	siła osiowa, stateczność	0,360	Zginanie dwukierunkowe i osiowa siła rozciągająca	spełnione
Pozostałe elementy pomocnicze – tężniki oraz stężenia kozłów	140 x 140 mm	GL28h	Zginanie dwukierunkowe, ściskanie, rozciąganie	0,172	Zginanie dwukierunkowe i ściskanie z wyboczeniem	spełnione

W tabeli przedstawiono elementy obliczone szczegółowo w części analitycznej oraz pozostałe grupy elementów, które zostały zweryfikowane numerycznie w modelu przestrzennym RFEM 6. Dla elementów, których nie analizowano ręcznie w osobnych podrozdziałach, przyjęto wyniki z modułu projektowania konstrukcji drewnianych. We wszystkich przypadkach uzyskano stopień wykorzystania mniejszy od wartości granicznej równej 1,00. Na rys. 5.60 przedstawiono stopień wykorzystania wszystkich prętów konstrukcji drewnianej zaprojektowanych i zwymiarowanych w programie obliczeniowym RFEM 6.



Rys. 5.60. Stopnie wykorzystania wszystkich prętów konstrukcji drewnianej według wyników wymiarowania RFEM 6

Na podstawie globalnego rozkładu stopni wykorzystania można stwierdzić, że najbardziej wyťažonymi elementami konstrukcji są płatywie dachowe. Wynika to przede wszystkim z ich pracy na zginanie dwukierunkowe oraz z konieczności spełnienia warunków stanu granicznego użytkowności. Pozostałe elementy głównego układu kratowniczowego, koźłów podporowych oraz układu usztywniającego spełniają wymagania nośności i stateczności z odpowiednim zapasem.

5.5.8. Wnioski z wymiarowania elementów drewnianych

Przeprowadzone obliczenia analityczne oraz numeryczne potwierdziły możliwość spełnienia wymagań normowych przez analizowaną konstrukcję drewnianą hangaru po przyjęciu współczesnego materiału konstrukcyjnego GL28h oraz odpowiednio dobranych przekrojów elementów. Szczególne znaczenie miało zwiększenie przekroju płatywie dachowych do wymiaru 200×340 mm, ponieważ elementy te okazały się najbardziej newralgiczne ze względu na ugięcia oraz zginanie dwukierunkowe.

W ramach obliczeń szczegółowych sprawdzono reprezentatywne elementy głównego układu nośnego, obejmujące płatywie dachowe, słupy nośne, pas górny i dolny kratownicy łukowej oraz

wybrane elementy skratowania. Dla tych elementów przeprowadzono kontrolne obliczenia naprężeń normalnych, naprężeń stycznych, warunków zginania, ściskania, rozciągania oraz stateczności. Uzyskane wyniki były zgodne z rezultatami otrzymanymi w programie RFEM 6.

Pełne wymiarowanie wszystkich prętów konstrukcji wykonano w modelu przestrzennym RFEM 6. Analiza obejmowała zarówno stan graniczny nośności, jak i stan graniczny użytkowości. Dla wszystkich elementów konstrukcji uzyskano stopnie wykorzystania mniejsze od 1,00, co oznacza spełnienie warunków normowych według PN-EN 1995-1-1 [N7]. Największy stopień wykorzystania uzyskano dla płatwi dachowych:

$$\eta_{max} = 0,957 < 1,00$$

Oznacza to, że konstrukcja spełnia wymagania projektowe, jednak płatwie dachowe pozostają elementem decydującym dla oceny pracy całego układu. W przypadku pozostałych elementów, takich jak pasy kratownic łukowych, słupy, krzyżulce, belki poprzeczne oraz tężenia, uzyskano niższe stopnie wykorzystania, co wskazuje na odpowiedni zapas nośności i stateczności.

Istotnym wnioskiem jest również to, że główne elementy ustroju nośnego hangaru, w tym słupy koźłów, pasy kratownicy łukowej oraz elementy skratowania, spełniają wymagania nośności i stateczności przy współczesnych zasadach weryfikacji. Oznacza to, że zasadnicza geometria i logika pracy historycznego układu nośnego są poprawne również z punktu widzenia współczesnych obliczeń. Konieczność korekty dotyczyła przede wszystkim elementów najbardziej wrażliwych na odkształcenia, czyli płatwi dachowych.

Na podstawie przeprowadzonego wymiarowania można stwierdzić, że zaproponowany układ konstrukcyjny, wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h, spełnia wymagania nośności i użytkowości według współczesnych norm projektowych. Wyniki potwierdzają również, że pełna ocena tego typu konstrukcji powinna być prowadzona w modelu przestrzennym, ponieważ praca elementów jest wynikiem współdziałania całego układu nośnego, tężącego i podporowego.

5.6. Wymiarowanie i ocena pracy połączeń konstrukcyjnych

5.6.1. Wymiarowanie połączenia P0-1 – węzeł kalenicowy pasa górnego

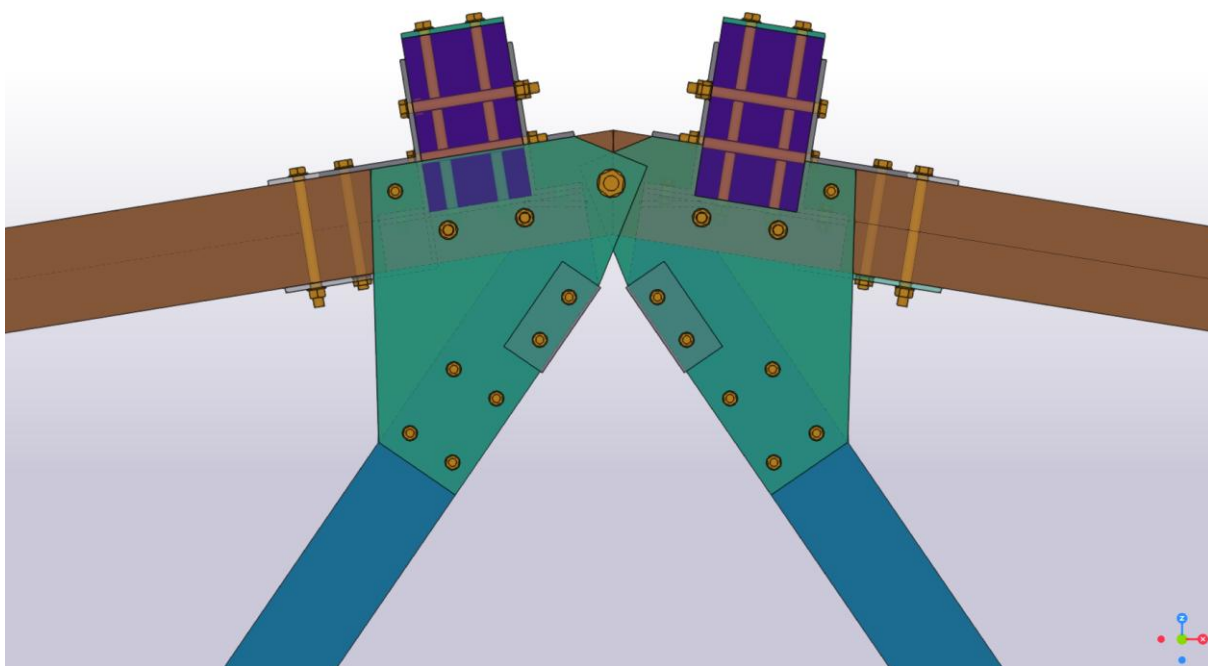
Przedmiotem obliczeń jest połączenie P0-1, zlokalizowane w górnej części głównej ramy kratownicowej hangaru. Węzeł ten obejmuje styk dwóch segmentów pasa górnego oraz dochodzący do niego krzyżulec. Elementy drewniane zostały zaprojektowane z drewna klejonego warstwowo GL28h. Połączenie uzupełniono stalowymi blachami bocznymi oraz śrubami, których zadaniem jest scalenie elementów, stabilizacja geometrii węzła oraz zabezpieczenie styku przed przemieszczeniem. Połączenie zaprojektowano tak, aby w jak największym stopniu zachować oryginalność połączenia ale jednocześnie spełnić wymagania współczesnych norm projektowych [N7] oraz technologię wykonywania takich styków.

W analizowanym węźle występują dwa podstawowe mechanizmy przekazywania sił:

- przekazanie siły ściskającej w pasie górnym przez bezpośredni docisk czołowy segmentów pasa,
- przekazanie siły rozciągającej z krzyżulca przez śruby M16 oraz blachy stalowe w układzie stal-drewno-stal.

Nie przyjęto, że siła ściskająca w pasie górnym jest przenoszona przez śruby. Segmenty pasa górnego zostały docięte pod odpowiednim kątem i stykają się pełnym przekrojem, dlatego głównym mechanizmem przekazania siły w pasie jest docisk czołowy drewno–drewno.

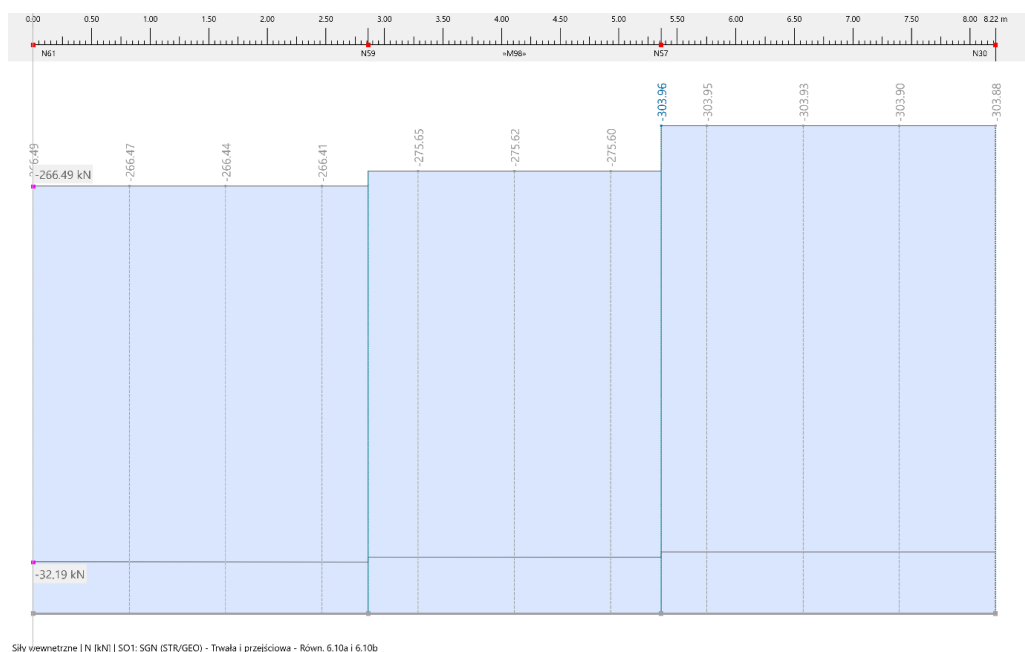
Krzyżulec jest elementem rozciągany. Z tego względu nie można przyjmować przekazania jego siły przez docisk powierzchni drewnianych. Siła rozciągająca w krzyżulcu jest przekazywana przez śruby M16 współpracujące z dwiema blachami stalowymi o grubości 20 mm. Zastosowanie blach o tej grubości wynikało z chęci zachowania charakteru pierwotnego połączenia, rozpoznanego na podstawie rosyjskiego opracowania technicznego [L1], oraz z konieczności dostosowania połączenia do zwiększonego przekroju krzyżulca względem przekroju pasa górnego. Schemat konstrukcyjny połączenia wykonany w programie Tekla Structures przedstawiono na poniższym rysunku rys. 5.61. Model obliczeniowy połączenia został wykonany w programie do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych RFEM 6, przedstawia go rys. 5.62. Na kolejnych dwóch rysunkach rys. 5.63-5.64 pokazano wykresy sił normalnych odpowiednio w pasie górnym kratownicy łukowej w węźle kalenicowym oraz w krzyżulcu dochodzącym do tego węzła. Odczytane wartości sił wewnętrznych wykorzystano w dalszych etapach wymiarowania połączenia kalenicowego.



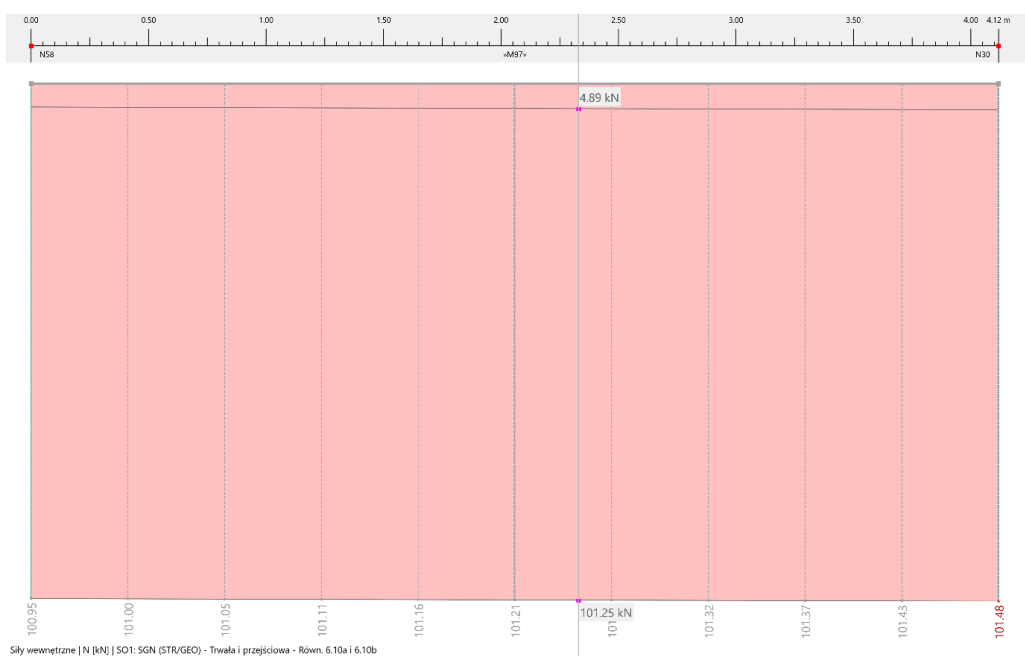
Rys. 5.61. Schemat konstrukcyjny połączenia kalenicowego - Tekla. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.62. Schemat obliczeniowy połączenia kalenicowego - RFEM 6. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.63. Połączenie kalenicowe - wykres sił normalnych w pasie górnym połączenia.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.64. Połączenie kalenicowe - wykres sił normalnych w krzyżulcu. Źródło: opracowanie
własne

Opis konstrukcyjny połączenia

Pas górny wykonano z elementów drewnianych klasy GL28h o przekroju:

$$b_{pg} \cdot h_{pg} = 200 \cdot 200 [mm]$$

Segmenty pasa górnego stykają się w kalenicy pełnym przekrojem. Końce elementów zostały docięte pod kątem wynikającym z geometrii kratownicy, tak aby zapewnić rzeczywisty kontakt powierzchni czołowych.

Krzyżulec wykonano z elementu drewnianego o klasie GL28h o przekroju:

$$b_{krz} \cdot h_{krz} = 180 \cdot 180 [mm]$$

Na końcu krzyżulca wykonano czop o następujących wymiarach:

$$b_{czop} \cdot h_{czop} = 100 \cdot 100 [mm]$$

głębokość czopa w belce pasa górnego:

$$l_{czop} = 60 [mm]$$

Czop pełni funkcję ustalającą, pozycjonującą oraz montażową. Nie został przyjęty jako główny element przenoszący siłę rozciągającą w krzyżulcu.

Połączenie krzyżulca zostało wykonane w układzie: blacha stalowa 20 mm – krzyżulec drewniany 180x180 [mm] - blacha stalowa 20 mm

W strefie krzyżulca zastosowano: 4 x M16. W strefie pasa górnego zastosowano: 3 x M16. Śruby w pasie górnym nie są przyjęte jako podstawowy mechanizm przenoszenia siły ściskającej w pasie. Ich funkcją jest stabilizacja, scalenie blach oraz zabezpieczenie geometrii odtwarzanego węzła.

Dane wejściowe do projektowania

Dane geometryczne węzła:

$$A_{pg} = 200 \cdot 200 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$A_{krz} = 180 \cdot 180 = 32400 \text{ mm}^2$$

$$A_{czop} = 100 \cdot 100 = 10000 \text{ mm}^2$$

grubość blachy stalowej zastosowanej w węźle: $t_{bl} = 20 \text{ mm}$

średnica zastosowanych śrub: $d = 16 \text{ mm}$. Liczba śrub w krzyżulcu: $n = 4$

Dane materiałowe zastosowanego drewna klejonego GL28h:

$f_{c,0,k} = 28,00 \frac{N}{mm^2}$ – charakterystyczna wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien,

$f_{t,0,k} = 19,50 \frac{N}{mm^2}$ – charakterystyczna wytrzymałość drewna na rozciąganie równoległe do włókien,

$\rho_k = 460 \frac{kg}{m^3}$ – charakterystyczna gęstość drewna klejonego GL28h przyjęta według spisu materiałowego w programie obliczeniowym RFEM 6.

Dane materiałowe śrub:

klasa zastosowanych śrub: 8.8

$f_{u,k} = 800 \frac{N}{mm^2}$ – charakterystyczna wytrzymałość śruby na rozciąganie

Przyjęto następujące współczynniki obliczeniowe zastosowane w procedurach obliczeniowych:

$k_{mod} = 0,80$ – współczynnik modyfikacyjny zależny od klasy użytkowania i czasu trwania obciążenia,

$\gamma_{M,drewno} = 1,25$ – współczynnik częściowy dla drewna klejonego,

$\gamma_{M,złącza} = 1,30$ – współczynnik częściowy dla złączy

Dane siłowe z modelu obliczeniowego:

Wykresy sił wewnętrznych występujące w najbardziej niekorzystnych kombinacjach obliczeniowych przedstawiono na rysunkach rys.5.61 – rys.5.62. Wartości sił to:

$N_{Ed,pg} = 303,88 kN = 303880 N$ – wartość obliczeniowa siły osiowej w pasie górnym kratownicy łukowej – kalenica,

$N_{Ed,krz} = 101,48 kN = 101480 N$ – wartość obliczeniowa siły osiowej w krzyżulcu kratownicy łukowej – kalenica,

Charakter pracy elementów w analizowanym połączeniu jest zatem różny. Pas górny kratownicy pracuje jako element ściskany, natomiast krzyżulec dochodzący do pasa górnego jest elementem rozciągany. Z tego względu w dalszych obliczeniach przyjęto dwa odmienne mechanizmy przekazywania sił: docisk czołowy drewno-drewno w pasie górnym oraz połączenie śrubowe stal-drewno-stal w krzyżulcu.

Wartości obliczeniowe wytrzymałości drewna

Obliczeniową wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien obliczono ze wzoru:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_{M,drewno}} \quad (5.26)$$

gdzie: k_{mod} – jest to współczynnik modyfikacyjny, $f_{c,0,k}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$, $f_{c,0,d}$ – jest to obliczeniowa wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$.

$$f_{c,0,d} = \frac{0,80 \cdot 28,00}{1,25} = 17,92 \frac{N}{mm^2}$$

Obliczeniową wytrzymałość drewna na rozciąganie równoległe do włókien obliczono ze wzoru:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_{M,drewno}} \quad (5.27)$$

gdzie: k_{mod} – jest to współczynnik modyfikacyjny, $f_{t,0,k}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość drewna na rozciąganie równoległe do włókien $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$, $f_{c,0,d}$ – jest to obliczeniowa wytrzymałość drewna na rozciąganie równoległe do włókien $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$.

$$f_{t,0,d} = \frac{0,80 \cdot 19,50}{1,25} = 12,48 \frac{N}{mm^2}$$

Sprawdzenie docisku czołowego pasa górnego

Siła osiowa w pasie górnym ma charakter ściskający. Segmenty pasa górnego są docięte i stykają się pełnym przekrojem 200x200 [mm]. Przyjęto więc przekazywanie siły przez bezpośredni docisk czołowy drewno-drewno.

Efektywną powierzchnię docisku pasa górnego obliczono we wzoru:

$$A_{eff,pg} = b_{pg} \cdot h_{pg} \quad (5.28)$$

gdzie: $A_{eff,pg}$ – jest to efektywna powierzchnia docisku pasa górnego w $[mm^2]$, b_{pg} – jest to szerokość przekroju pasa górnego w [mm], h_{pg} – jest to wysokość przekroju pasa górnego w [mm].

$$A_{eff,pg} = 200 \cdot 200 = 40000 \text{ mm}^2$$

Naprężenie ściskające w styku pasa górnego obliczono z następującego wzoru:

$$\sigma_{c,0,dpg} = \frac{N_{Ed,pg}}{A_{eff,pg}} \quad (5.29)$$

gdzie: $\sigma_{c,0,dpg}$ – są to obliczeniowe naprężenia ściskające w styku pasa górnego w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$, $N_{Ed,pg}$ – jest to obliczeniowa siła ściskająca w pasie górnym w [kN], $A_{eff,pg}$ – jest to efektywna powierzchnia docisku pasa górnego w $[mm^2]$.

$$\sigma_{c,0,dpg} = \frac{303880}{40000} = 7,60 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności na ściskanie równoległe do włókien ma postać:

$$\sigma_{c,0,dpg} \leq f_{c,0,d} \quad (5.30)$$

gdzie: $\sigma_{c,0,d,pg}$ – jest to obliczeniowe naprężenie ściskające w styku pasa górnego w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$, natomiast $f_{c,0,d}$ – jest to obliczeniowa wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$.

$$7,60 \leq 17,92 \left[\frac{N}{mm^2}\right]$$

Warunek został spełniony

Stopień wykorzystania nośności obliczono w sposób następujący

$$\eta_{pg} = \frac{\sigma_{c,0,d,pg}}{f_{c,0,d}} \quad (5.31)$$

$$\eta_{pg} = \frac{7,60}{17,92} = 0,42$$

Docisk doczołowy pasa górnego wykorzystany jest w stopniu 42%.

Minimalna wymagana powierzchnia docisku połączenia

Minimalną wymaganą powierzchnię docisku wyznaczono z następującego wzoru:

$$A_{min} = \frac{N_{Ed,pg}}{f_{c,0,d}} \quad (5.32)$$

gdzie: A_{min} – jest to minimalna wymagana powierzchnia doczołowa elementu w $[mm^2]$, $N_{Ed,pg}$ – jest to obliczeniowa siła ściskająca w pasie górnym w $[kN]$, $f_{c,0,d}$ – jest to obliczeniowa wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien w $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$.

$$A_{min} = \frac{303880}{17,92} = 16958 \text{ mm}^2$$

Minimalną wymaganą długość efektywnego styku przy szerokości pasa górnego 200 $[mm]$, wyznaczono ze wzoru:

$$l_{min} = \frac{A_{min}}{b_{pg}} \quad (5.33)$$

gdzie: l_{min} jest to minimalna wymagana długość efektywnego styku pasa w $[mm]$, A_{min} – jest to minimalna wymagana powierzchnia docisku w $[mm^2]$, b_{pg} – jest to szerokość pasa górnego w $[mm]$.

$$l_{min} = \frac{16958}{200} = 84,8 \text{ mm}$$

Przyjęta powierzchnia docisku: $A_{ef,pg} = 40000 \text{ mm}^2$

Porównanie:

$$A_{ef,pg} > A_{min} \quad (5.34)$$

gdzie: $A_{ef,pg}$ – jest to efektywna powierzchnia docisku pasa górnego w $[mm^2]$, A_{min} – jest to minimalna wymagana powierzchnia doczołowa elementu w $[mm^2]$

$$40000 > 16958 [mm^2]$$

Pełen styk przekroju poprzecznego elementu drewnianego pasa górnego 200x200 [mm] zapewnia wystarczającą powierzchnię do przekazania siły ściskającej w kalenicy.

Uzasadnienie nieuwzględnienia śrub jako głównego mechanizmu przenoszenia siły w pasie

W strefie pasa górnego zgodnie z historyczną dokumentacją techniczną [L1] zastosowano trzy śruby M16. Nie przyjęto, że śruby przenoszą główną siłę osiową pasa górnego: $N_{Ed,pg} = 303,88 \text{ kN}$

Siła ta przekazywana jest przez bezpośredni docisk czołowy dwóch segmentów pasa górnego. Śruby oraz blachy boczne pełnią następujące funkcję w tym połączeniu:

- stabilizującą,
- montażową,
- zabezpieczającą przed rozwarciem styku,
- zabezpieczającą przed przesunięciem poprzecznym
- zapewniającą utrzymanie geometrii węzła

Gdyby założyć przenoszenie siły 303,88 kN wyłącznie przez trzy śruby M16, połączenie wymagałoby znacznego zwiększenia liczby łączników, średnicy śrub albo długości zakładu blach. W przyjętym rozwiązaniu nie jest to konieczne, ponieważ podstawowy mechanizm przenoszenia siły ściskającej stanowi docisk drewno–drewno.

Model pracy krzyżulca rozciąganego w połączeniu w kalenicy

Krzyżulec dochodzący do węzła kalenicowego jest elementem rozciągany. Siła osiowa w krzyżulcu wynosi:

$$N_{Ed,krz} = 101,48 \text{ kN}$$

W związku z rozciągany charakterem siły nie przyjęto przekazywania jej przez docisk końca krzyżulca do pasa górnego. Przy rozciąganiu krzyżulec dąży do odsunięcia od węzła, dlatego podstawowym mechanizmem nośnym są śruby M16 oraz zastosowane blachy stalowe w połączeniu.

Czop 100x100x60 [mm] pełni funkcję ustalającą i montażową. Nie został przyjęty jako główny mechanizm przenoszenia siły rozciągającej.

Przyjęty schemat pracy połączenia pracy krzyżulca: siła rozciągająca w krzyżulcu – śruby M16 – blachy stalowe 20 mm – węzeł kalenicowy

Klasyfikacja blach stalowych w połączeniu krzyżulca

Połączenie krzyżulca wykonano w układzie: blacha stalowa 20 mm – drewno 180 mm, blacha stalowa 20 mm

Dla śrub M16

Grubość jednej blachy wynosi: $t_{bl} = 20 \text{ mm}$

Warunek klasyfikacji blachy jako blach grubych:

$$t_{bl} \geq d \quad (5.35)$$

gdzie: t_{bl} – jest to grubość blachy w [mm], d – jest to średnica zastosowanego łącznika w [mm].

$$20 \geq 16 [\text{mm}]$$

Warunek został spełniony

Wytrzymałość drewna na docisk pod śrubą

Wytrzymałość drewna na docisk pod śrubą równoległą do włókien obliczono ze wzoru:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \cdot \rho_k \quad (5.36)$$

gdzie: $f_{h,0,k}$ – jest to wytrzymałość charakterystyczna drewna na docisk pod śrubą równoległą do włókien w $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$, ρ_k – jest to charakterystyczna gęstość drewna w $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$.

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 460 = 31,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Charakterystyczny moment uplastycznienia śruby

Charakterystyczny moment uplastycznienia śruby obliczono z następującego wzoru:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad (5.37)$$

gdzie: $M_{y,Rk}$ – jest to charakterystyczny moment uplastycznienia śruby w [kNm], $f_{u,k}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość śruby na rozciąganie w [MPa], d – jest to średnica zastosowanego łącznika w [mm].

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 16^{2,6} = 324\,282 \text{ Nmm} = 0,324 \text{ kNm}$$

Nośność charakterystyczna jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania

Dla połączenia stal–drewno–stal z grubymi blachami zewnętrznymi nośność charakterystyczną jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania przyjęto jako mniejszą z wartości wynikających z możliwych mechanizmów zniszczenia.

Pierwszy mechanizm

$$F_{v,Rk,1} = 0,5 \cdot f_{h,0,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (5.38)$$

gdzie: $F_{v,Rk,1}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania dla pierwszego mechanizmu zniszczenia w [kN], $f_{h,0,k}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość drewna na docisk pod śrubą w [MPa], t_2 – jest to grubość elementu środkowego w [m], d – jest to średnica śruby w [mm].

$$F_{v,Rk,1} = 0,5 \cdot 31,68 \cdot 180 \cdot 16 = 45626 \text{ N} = 45,63 \text{ kN}$$

Drugi mechanizm

$$F_{v,Rk,2} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,0,k} \cdot d} \quad (5.39)$$

gdzie: $F_{v,Rk,2}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania dla drugiego mechanizmu zniszczenia w [kN], $M_{y,Rk}$ – jest to charakterystyczny moment uplastycznienia śruby w [kNm], $f_{h,0,k}$ – jest to charakterystyczna wytrzymałość drewna na docisk pod śrubą, d – jest to średnica śruby w [mm]

$$F_{v,Rk,2} = 2,3 \cdot \sqrt{324282 \cdot 3168 \cdot 16} = 29490 \text{ N} = 29,49 \text{ kN}$$

Decydująca jest wartość:

$$F_{v,Rk,1płasz} = \min(F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}) \quad (5.40)$$

$$F_{v,Rk,1płasz} = \min(45,63; 29,49) = 29,49 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa jednej śruby

Połączenie krzyżulca jest połączeniem dwuciętym, ponieważ element drewniany znajduje się pomiędzy dwiema blachami stalowymi. Nośność charakterystyczną jednej śruby w układzie dwuciętym obliczono ze wzoru:

$$F_{v,Rk,śruba} = 2 \cdot F_{v,Rk,1płasz} \quad (5.41)$$

gdzie: $F_{v,Rk,śruba}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w połączeniu dwuciętym w [kN], $F_{v,Rk,1płasz}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w płaszczyźnie ścinania w [kN]

$$F_{v,Rk,śruba} = 2 \cdot 29,49 = 58,98 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa jednej śruby wyznacza się w następujący sposób:

$$F_{v,Rd,śruba} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk,śruba}}{\gamma_{M,złącza}} \quad (5.42)$$

gdzie: k_{mod} – jest to współczynnik modyfikujący 0,80 dla GL28h i odpowiednich warunków pracy układu, $F_{v,Rk,śruba}$ – jest to nośność charakterystyczna jednej śruby w [kN], $\gamma_{M,złącza}$ – jest to współczynnik częściowy dla połączeń wynoszący 1,30.

$$F_{v,Rd,śruba} = \frac{0,80 \cdot 58,98}{1,30} = 36,30 \text{ kN}$$

Nośność grupy śrub w krzyżulcu

Nośność obliczeniową grupy śrub obliczono ze wzoru:

$$F_{Rd,krz} = n \cdot F_{v,Rd,śruba} \quad (5.43)$$

gdzie: $F_{Rd,krz}$ – jest to obliczeniowa nośność grupy śrub w połączeniu krzyżulca w [kN], n – liczba śrub w połączeniu.

$$F_{Rd,krz} = 4 \cdot 36,30 = 145,20 \text{ kN}$$

Warunek nośności grupy śrub:

$$\begin{aligned} N_{Ed,krz} &\leq F_{Rd,krz} \\ 101,48 &\leq 145,20 \text{ [kN]} \end{aligned} \quad (5.44)$$

Stopień wykorzystania grupy śrub obliczono ze wzoru:

$$\eta_{krz,śruby} = \frac{N_{Ed,krz}}{F_{Rd,krz}} \quad (5.45)$$

gdzie: $N_{Ed,krz}$ – jest to obliczeniowa siła rozciągająca w krzyżulcu w [kN], $F_{Rd,krz}$ – jest to obliczeniowa nośność grupy śrub w [kN]

$$\eta_{krz,śruby} = \frac{101,48}{145,20} = 0,70$$

Grupa czterech śrub M16 w strefie krzyżulca jest wykorzystana w około 70%. Sprawdzenie to wykonano dla przyjętego układu łączników i spełnionych minimalnych rozstawów. W przypadku opracowania dokumentacji wykonawczej należałoby dodatkowo zweryfikować efektywną liczbę łączników n_{eff} , jeżeli kierunek obciążenia i układ śrub wymagałyby takiego sprawdzenia.

Kontrola rozciągania krzyżulca w pełnym przekroju

Pole przekroju krzyżulca wynosi:

$$A_{krz} = b_{krz} \cdot h_{krz} \quad (5.46)$$

gdzie: A_{krz} – jest to pole przekroju poprzecznego krzyżulca w [mm²], b_{krz} – jest to szerokość przekroju krzyżulca w [mm], h_{krz} – jest to wysokość przekroju krzyżulca w [mm].

$$A_{krz} = 180 \cdot 180 = 32400 \text{ mm}^2$$

Napężenie rozciągające w pełnym przekroju krzyżulca obliczono ze wzoru:

$$\sigma_{t,0,d,krz} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{krz}} \quad (5.47)$$

gdzie: $N_{Ed,krz}$ – jest to obliczeniowa siła rozciągająca w krzyżulcu w [kN], A_{krz} – jest to pole przekroju poprzecznego krzyżulca w [mm²].

$$\sigma_{t,0,d,krz} = \frac{10480}{32400} = 3,13 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{t,0,d,krz} \leq f_{t,0,d} \quad (5.48)$$

gdzie: $\sigma_{t,0,d,krz}$ – jest to obliczeniowe napężenie rozciągające w krzyżulcu w [MPa], $f_{t,0,d}$ – jest to obliczeniowa wytrzymałość drewna na rozciąganie równoległe do włókien w [MPa]

$$3,13 \leq 12,48 \text{ MPa}$$

Stopień wykorzystania:

$$\eta_{t,krz} = \frac{\sigma_{t,0,d,krz}}{f_{t,0,d}} \quad (5.49)$$

$$\eta_{t,krz} = \frac{3,13}{12,48} = 0,25$$

Pełen przekrój krzyżulca wykorzystany jest na rozciąganie w 25%.

Kontrola przekroju odpowiadającego wymiarom zastosowanego złącza ciesielskiego – czopa w głębokiego

Na końcu krzyżulca wykonano czop o wymiarach 100×100 mm i głębokości 60 mm. Czop nie został przyjęty jako główny element przenoszący siłę rozciągającą, jednak sprawdzono orientacyjnie napężenie w przekroju odpowiadającym wymiarom czopa.

$$b_{czop} = 100 \text{ mm}$$

$$h_{czop} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{czop} = 100000 \text{ mm}^2$$

Napężenie rozciągające w przekroju odpowiadającym czopowi:

$$\sigma_{t,0,d,czop} = \frac{10480}{100000} = 10,15 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności czopa:

$$\sigma_{t,0,d,czop} \leq f_{t,0,d} = 10,15 \leq 12,48 \frac{N}{mm^2}$$

Stopień wykorzystania nośności:

$$\eta_{t,czop} = \frac{\sigma_{t,0,d,czop}}{f_{t,0,d}} = \frac{10,15}{12,48} = 0,81$$

Przekrój odpowiadający wymiarom czopa jest wykorzystany w około 81%. Wynik ten potwierdza, że czop nie powinien być traktowany jako jedyny, podstawowy mechanizm nośny połączenia. Jego funkcję należy ograniczyć do ustalenia i pozycjonowania krzyżulca, natomiast siłę rozciągającą należy przypisać pracy śrub i blach stalowych.

Kontrola nośności śrub w pasie górnym

W strefie pasa górnego zastosowano trzy śruby M16. Nie są one przyjęte jako podstawowy mechanizm przenoszenia siły ściskającej w pasie, ponieważ siła ta jest przekazywana przez docisk czołowy pasa.

Kontrolę nośności trzech śrub obliczono ze wzoru:

$$F_{Rd,3M16} = 3 \cdot F_{v,Rd,śruba} \quad (5.50)$$

gdzie: $F_{v,Rd,śruba}$ – jest to obliczeniowa nośność jednej śruby w [kN].

$$F_{Rd,3M16} = 3 \cdot 36,30 = 108,90 \text{ kN}$$

Porównanie z siłą osiową występującą w pasie górnym

$$F_{Rd,3M16} \leq N_{Ed,pg} \quad (5.51)$$

gdzie: $N_{Ed,pg}$ jest to obliczeniowa siła ściskająca występująca w pasie górnym połączenia w [kN].

$$108,90 \text{ kN} \leq 303,88 \text{ kN}$$

Trzy śruby M16 nie mogą być przyjęte jako główny mechanizm przeniesienia siły osiowej w pasie górnym. Główna siła ściskająca w pasie górnym jest przekazywana przez pełny docisk czołowy przekroju 200×200 mm.

Sprawdzenie rozstawów i odległości śrub w krzyżulcu

Dla śrub M16 należy sprawdzić minimalne rozstawy oraz odległości od końców i krawędzi elementów drewnianych.

Dane:

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$a_{pion} = 150 \text{ mm}$$

$$a_{poziom} = 80 \text{ mm}$$

$$a_4 = 50 \text{ mm}$$

Sprawdzenie rozstawu poziomego śrub wykonano jako sprawdzenie rozstawu wzdłuż włókien ze względu na oś działania siły umieszczonej w środku ciężkości zastosowanych łączników śrubowych:

$$a_{1,min} = 5d = 5 \cdot 16 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

Warunek:

$$a_{poziom} \geq a_{1,min} \quad (5.52)$$

gdzie: a_{poziom} – jest to poziomy rozstaw zastosowanych łączników w [mm], $a_{1,min}$ – jest to minimalny rozstaw poziomy łączników ze względu na zastosowaną średnicę śrub w [mm]

$$80 \text{ mm} \geq 80 \text{ mm}$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie rozstawu pionowego śrub wykonano jako sprawdzenie rozstawu w poprzek włókien.

$$a_{2,min} = 4d = 4 \cdot 16 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$$

Warunek:

$$a_{pion} \geq a_{2,min} \quad (5.53)$$

gdzie: a_{pion} – jest to przyjęty pionowy rozstaw śrub w [mm], $a_{2,min}$ – jest to minimalny wymagany rozstaw śrub w poprzek włókien w [mm]

$$150 \geq 64 \text{ [mm]}$$

Sprawdzenie odległości od końca elementu obciążonego

$$a_{3,t,min} = \max(7d ; 80 \text{ mm}) = \max(7 \cdot 16 \text{ mm} ; 80 \text{ mm}) = 112 \text{ mm}$$

Rzeczywista odległość od końca obciążonego elementu wynosi: $a_{3,t} = 440 \text{ mm}$ – jest to wartość odczytana z modelu 3D połączenia.

Warunek:

$$a_{3,t} \geq a_{3,t,min} = 440 \geq 112 \text{ [mm]}$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie odległości od końca elementu nieobciążonego:

$$a_{3,c,min} = 4d = 4 \cdot 16 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$$

Rzeczywista odległość od końca elementu nieobciążonego wynosi: $a_{3,c} = 70 \text{ mm}$ – jest to wartość odczytana z modelu 3D połączenia.

Warunek:

$$a_{3,c} \geq a_{3,c,min} = 70 \geq 64 [\text{mm}]$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie odległości osi śruby od bocznej krawędzi krzyżulca wykonano dla krawędzi nieobciążonej:

$$a_{4,c,min} = 3d = 3 \cdot 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$$

Warunek:

$$a_4 \geq a_{4,c,min} \quad (5.54)$$

gdzie: a_4 – jest to przyjęta odległość osi śruby od bocznej krawędzi krzyżulca w [mm], $a_{4,c,min}$ – jest to minimalna wymagana odległość od krawędzi nieobciążonej w [mm]

$$50 \geq 40 [\text{mm}]$$

Warunek został spełniony.

Zestawienie sprawdzenia poszczególnych rozstawów łączników w połączeniu kalenicowym zaprezentowano w tabeli 5.8.

Tabela 5.8. Zestawienie rozstawów połączenia śrubowego

Parametr	Wartość wymagana	Wartość przyjęta	Warunek
a1	80 mm	80 mm	spełniony
a2	64 mm	150 mm	spełniony
a3,t	112 mm	440 mm	spełniony
a3,c	64 mm	70 mm	spełniony
a4,c	48 mm	50 mm	spełniony

Sprawdzenie przekroju netto krzyżulca w strefie otworów

W strefie śrub M16 sprawdzono przekrój netto krzyżulca, uwzględniając osłabienie otworami. Przyjęto konserwatywnie, że w jednym przekroju krytycznym występują dwa otwory pod śruby.

Pole netto przekroju obliczono z następującego wzoru:

$$A_{net} = (b_{krz} - n_{otw} \cdot d_0) \cdot h_{krz} \quad (5.55)$$

gdzie: A_{net} – jest to pole netto przekroju krzyżulca w strefie otworów w [mm²], $n_{otw} = 2$ – jest to liczba otworów w jednym przekroju krytycznym, $d_0 = 18 \text{ mm}$ – jest to średnica otworu pod śrubę w [mm], h_{krz} – jest to wysokość przekroju krzyżulca w [mm]

$$A_{net} = (180 - 2 \cdot 18) \cdot 180 = 25920 \text{ mm}^2$$

Naprężenie rozciągające w przekroju netto obliczono następująco

$$\sigma_{t,0,d,net} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{net}} \quad (5.56)$$

gdzie: $N_{Ed,krz}$ – jest to obliczeniowa wartość siły rozciągającej w krzyżulcu w [kN], A_{net} – jest to wartość pola netto przekroju krzyżulca w [mm²]

$$\sigma_{t,0,d,net} = \frac{101480}{25920} = 3,91 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{t,0,d,net} \leq f_{t,0,d} = 3,91 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq 12,48 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania przekroju netto:

$$\eta_{t,net} = \frac{\sigma_{t,0,d,net}}{f_{t,0,d}} = \frac{3,91}{12,48} = 0,31$$

Przekrój netto krzyżulca w strefie otworów wykorzystany jest na poziomie 31%.

Sprawdzenie blach stalowych

W połączeniu krzyżulca zastosowano dwie blachy stalowe S235JR o grubości 20 mm. Blachy przenoszą siłę z krzyżulca przez śruby M16 i przekazują ją na pozostałe elementy węzła.

Dla blach należy sprawdzić:

- nośność przekroju netto w miejscu otworów,
- docisk lokalny przy otworach,
- wyrwanie blachy przy krawędzi,
- odległości otworów od krawędzi blachy,
- możliwość lokalnego uplastycznienia blachy,
- ciągłość przekazania siły z blach na pas górny.

Dane geometryczne blach:

$$b_{bl} = 375 \text{ mm}$$

$$h_{bl} = 740 \text{ mm}$$

$$t_{bl} = 20 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

Dane materiałowe stali:

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Siła rozciągająca w krzyżulcu wynosi:

$$N_{Ed,krz} = 101,48 \text{ kN}$$

Ponieważ połączenie zostało wykonane z dwiema blachami bocznymi, przyjęto równomierny podział siły na obie spinające połączenie blachy stalowe:

$$N_{Ed,bl} = \frac{N_{Ed,krz}}{2} = \frac{101,48}{2} = 50,74 \text{ kN}$$

Sprawdzenie przekroju brutto blachy:

$$A_{bl} = b_{bl} \cdot t_{bl} = 375 \cdot 20 = 7500 \text{ mm}^2$$

Napężenie rozciągające w przekroju brutto blachy:

$$\sigma_{bl} = \frac{N_{Ed,bl}}{A_{bl}} = \frac{50740}{7500} = 6,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Nośność obliczeniowa przekroju brutto blachy:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{bl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.57)$$

gdzie: A_{bl} – jest to pole przekroju brutto blachy w [mm], f_y – jest to granica plastyczności stali w [MPa], γ_{M0} – jest to współczynnik częściowy dla nośności przekroju stalowego.

$$N_{pl,Rd} = \frac{7500 \cdot 235}{1,00} = 1762500 \text{ N} = 1762,50 \text{ kN}$$

Warunek nośności:

$$N_{Ed,bl} \leq N_{pl,Rd} = 50,74 \leq 1762,50 \text{ kN}$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie przekroju netto blachy stalowej

Przyjęto konserwatywnie, że w przekroju krytycznym jednej blachy występują dwa otwory pod śruby M16.

Pole netto przekroju blachy obliczamy następująco

$$A_{net,bl} = (b_{bl} - n_{otw} \cdot d_0) \cdot t_{bl} = (375 - 2 \cdot 18) \cdot 20 = 6780 \text{ mm}^2$$

Naprężenia rozciągające w przekroju netto

$$\sigma_{net,bl} = \frac{N_{Ed,bl}}{A_{net,bl}} = \frac{50740}{6780} = 7,48 \frac{N}{mm^2}$$

Nośność obliczeniowa przekroju netto blachy

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net,bl} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.58)$$

gdzie: $A_{net,bl}$ – jest to pole netto przekroju blachy w $[mm^2]$, f_u – jest to wytrzymałość stali na rozciąganie w $[MPa]$, γ_{M2} – jest to częściowy współczynnik dla nośności przekroju netto.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 6780 \cdot 360}{1,25} = 1757376 \text{ N} = 1757,38 \text{ kN}$$

Warunek nośności:

$$N_{Ed,bl} \leq N_{u,Rd} = 50,74 \leq 1757,38 \text{ [kN]}$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie otworów od krawędzi blach wynosi:

Przyjęta odległość otworów od krawędzi blachy wynosi:

$$e = 50 \text{ mm},$$

Średnica otworu

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

Minimalna odległość od krawędzi przyjmuje się jako:

$$e_{min} = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 18 = 21,60 \text{ mm}$$

Warunek:

$$e \geq e_{min} = 50 \geq 21,60 \text{ [mm]}$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie lokalnego docisku blachy przy otworach

Siła przypadająca na jedną śrubę wynosi:

$$F_{Ed,śruba} = \frac{N_{Ed,krz}}{n} \quad (5.59)$$

gdzie: $N_{Ed,krz}$ – jest to siła rozciągająca w krzyżulcu w $[kN]$, n – jest to liczba śrub

$$F_{Ed,śruba} = \frac{101,48}{4} = 25,37 \text{ kN}$$

Ponieważ połączenie posiada dwie blachy boczne, siła przypadająca na jeden otwór w jednej blasze wynosi

$$F_{Ed,otw} = \frac{F_{Ed,śruba}}{2} = \frac{25,37}{2} = 12,69 \text{ kN}$$

Naprężenia dociskowe w blasze przy otworze można kontrolnie obliczyć z następującego wzoru

$$\sigma_{b,bl} = \frac{F_{Ed,otw}}{d \cdot t_{bl}} \quad (5.60)$$

gdzie: $F_{Ed,otw}$ – jest to siła przypadająca na jeden otwór w jednej blasze w [kN], d – jest to średnica śruby w [mm], t_{bl} – jest to grubość blachy w [mm]

$$\sigma_{b,bl} = \frac{12690}{16 \cdot 20} = 39,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porównując to naprężenie z granicą plastyczności stali S235JR mamy

$$\sigma_{b,bl} \leq 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 39,66 \leq 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek został spełniony.

Sprawdzenie przekazania siły z blach na pas górny

Siła rozciągająca z krzyżulca, po przekazaniu przez śruby M16, trafia do blach stalowych. Następnie siła ta musi zostać wprowadzona z blach do pasa górnego. Przyjęto, że przekazanie siły z blach na pas górny odbywa się przez trzy śruby M16 znajdujące się w strefie pasa górnego.

Siła do przekazania z blach na pas górny wynosi:

$$N_{Ed,krz} = 101,48 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa jednej śruby M16, wyznaczona we wcześniejszej części obliczeń dla układu stal-drewno-stal z blachami o grubości 20 mm wynosi:

$$F_{v,Rd,śruba} = 36,30 \text{ kN}$$

Nośność trzech śrub M16:

$$F_{Rd,pas/blacha} = n_{pg} \cdot F_{v,Rd,śruba} \quad (5.61)$$

gdzie: n_{pg} – jest to liczba śrub w strefie pasa górnego, $F_{v,Rd,śruba}$ – jest to nośność obliczeniowa jednej śruby w [kN]

$$F_{Rd,pas/blacha} = 3 \cdot 36,30 = 108,90 \text{ kN}$$

Warunek nośności:

$$N_{Ed,krz} \leq F_{Rd, \frac{pas}{blacha}} = 101,48 \leq 108,90 [kN]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania nośności

$$\eta_{pas,blacha} = \frac{N_{Ed,krz}}{F_{Rd,pas/blacha}} = \frac{101,48}{108,90} = 0,93$$

Grupa trzech śrub M16 przekazujących siłę z blach na pas górny wykorzystana jest w 93%.

Należy zaznaczyć, że śruby te nie zostały przyjęte jako element przenoszący siłę ściskającą w pasie górnym równą 303,88 kN. Siła ściskająca w pasie jest przekazywana przez docisk czołowy pełnego przekroju 200×200 mm. Śruby w strefie pasa górnego przenoszą jedynie siłę od rozciąganego krzyżulca przekazaną przez blachy.

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że przyjęty model pracy połączenia P-01 jest poprawny w zakresie podstawowych mechanizmów nośnych.

Siła ściskająca w pasie górnym o wartości:

$$N_{Ed,pg} = 303,88 \text{ kN}$$

jest przekazywana przez bezpośredni docisk czołowy pełnego przekroju pasa 200×200 mm.

Napężenie dociskowe wynosi:

$$\sigma_{c,0,d,pg} = 7,60 \frac{N}{mm^2}$$

i jest mniejsze od obliczeniowej wytrzymałości drewna na ściskanie równoległe do włókien:

$$f_{c,0,d} = 17,92 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności pasa górnego został spełniony, a stopień wykorzystania wynosi około 42%.

Krzyżulec jest elementem rozciągany. Z tego względu siła:

$$N_{Ed,krz} = 101,48 \text{ kN}$$

nie została przyjęta jako przekazywana przez docisk końca krzyżulca, lecz przez śruby M16 i blachy stalowe 20 mm w układzie stal–drewno–stal. Dla czterech śrub M16 uzyskano nośność obliczeniową grupy:

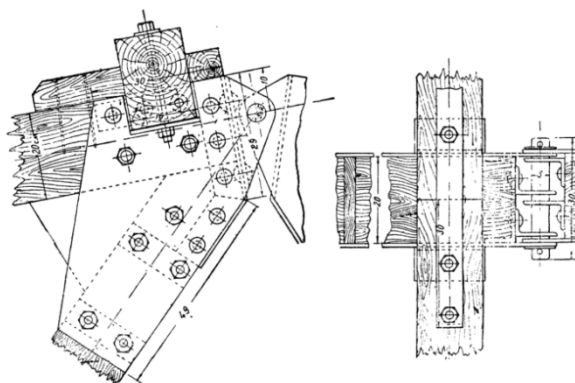
$$F_{Rd,krz} = 145,20 \text{ kN}$$

Warunek:

$$101,48 \leq 145,20 [kN]$$

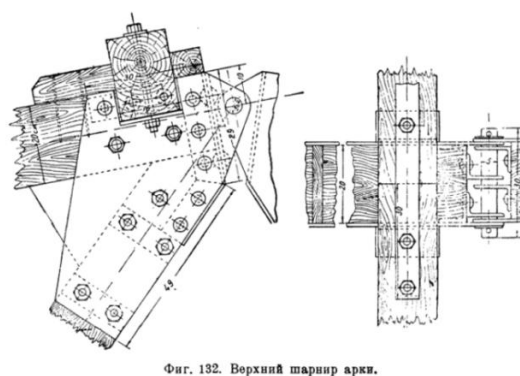
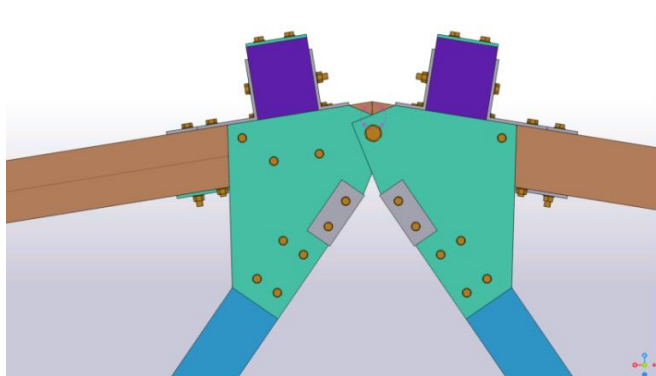
został spełniony. Stopień wykorzystania grupy śrub wynosi około 70%. Dodatkowo sprawdzono przekrój pełny i przekrój netto krzyżulca, przekrój odpowiadający wymiarom

czopa, minimalne rozstawy i odległości śrub, a także podstawowe warunki nośności blach stalowych. Wszystkie sprawdzone warunki zostały spełnione. Najbardziej wyťažonym elementem w analizowanym mechanizmie przenoszenia siły rozciągającej okazała się grupa trzech śrub M16 przekazujących siłę z blach na pas górny. Stopień wykorzystania tego sprawdzenia wyniósł 93%. Wynik ten wskazuje, że połączenie spełnia warunki nośności, jednak w tej części pracuje z niewielkim zapasem. Nie zmienia to podstawowego wniosku, że główna siła ściskająca w pasie górnym jest przenoszona przez docisk czołowy drewno-drewno, natomiast śruby i blachy odpowiadają za przekazanie siły rozciągającej z krzyżulca oraz za stabilizację geometrii węzła. Zaprojektowane połączenie P0-1 spełnia zatem wymagania nośności przy przyjętym modelu pracy. Dodatkowe elementy połączenia, takie jak czop oraz śruby w strefie pasa górnego, pełnią funkcje konstrukcyjne, montażowe i stabilizujące, a nie zastępują podstawowego mechanizmu docisku czołowego pasa górnego. Jednocześnie przyjęte rozwiązanie zachowuje wysoki stopień zgodności z charakterem połączenia historycznego znanego z rosyjskiego opracowania technicznego [L1]. Na rys. 5.65. oraz 5.66. przedstawiono oryginalny węzeł pochodzący z literatury zagranicznej [L1] oraz jego odtworzenie w programie do modelowania konstrukcji 3D – rys. 5.66.



Фиг. 132. Верхний шарнир арки.

Rys. 5.65. Oryginalne połączenie pasa górnego oraz krzyżulca w węźle kalenicowym konstrukcji. Źródło: opracowanie techniczne [L1]

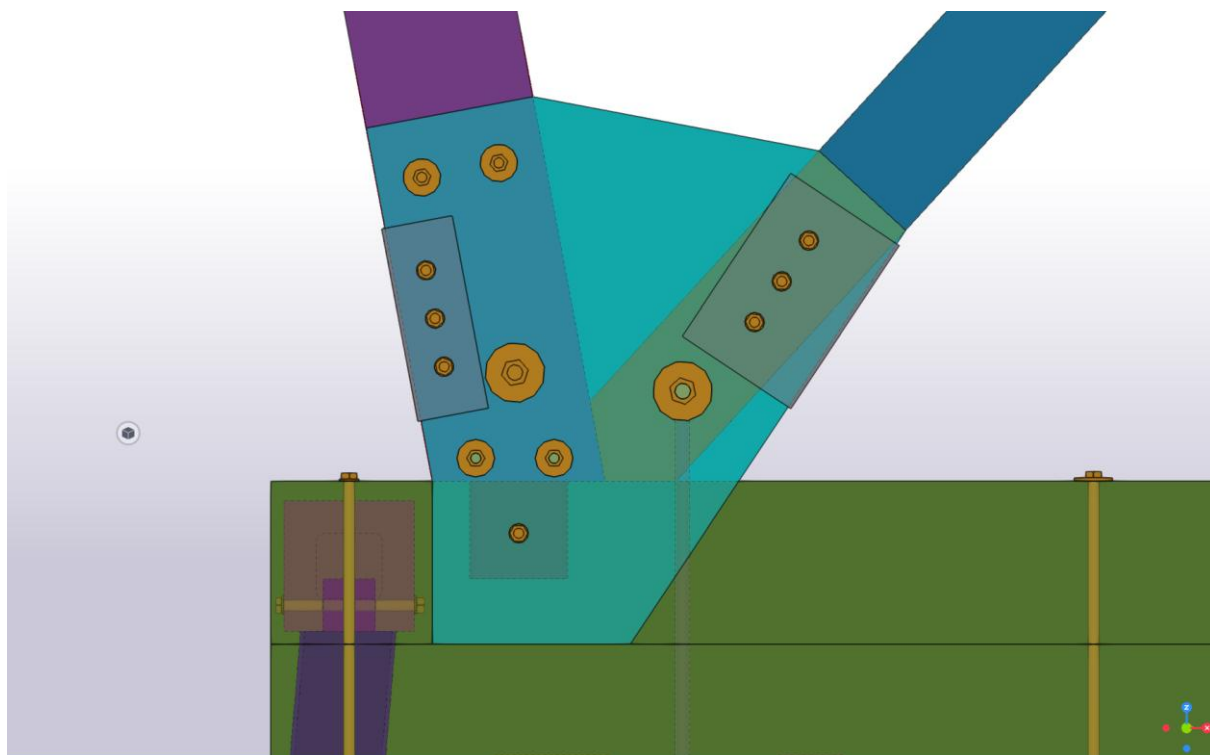


Фиг. 132. Верхний шарнир арки.

Rys. 5.66. Porównanie dwóch węzłów konstrukcji, współczesnego odtworzenia węzła kalenicowego oraz oryginalnego z konstrukcji historycznej. Źródło: opracowanie własne

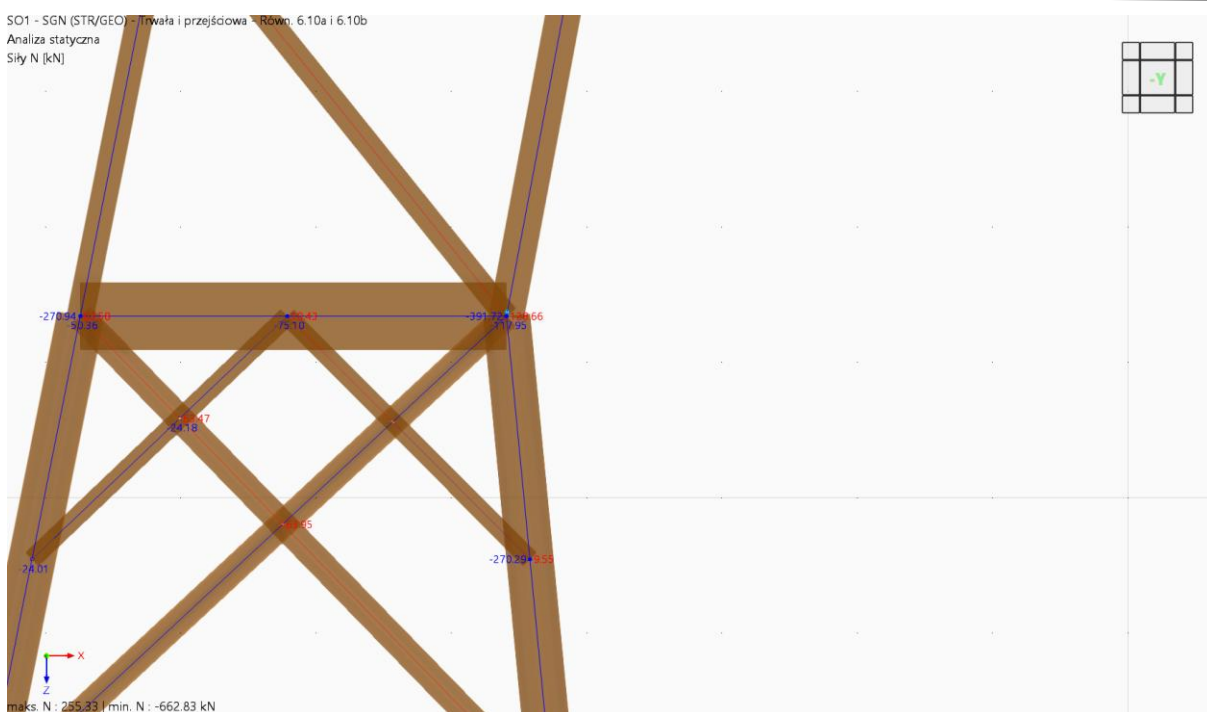
5.6.2. Wymiarowanie połączenia P0-2 – węzeł oparcia kratownicy łukowej na koźle – węzeł podporowy

Przedmiotem obliczeń jest połączenie P0-2 zlokalizowane w dolnej części łuku kratownicowego, w miejscu oparcia pasa dolnego na belce kozła. Węzeł obejmuje pas dolny łuku, dochodzący do niego krzyżulec, stalową blachę węzłową oraz belkę kozła stanowiącą element podporowy połączenia. Schemat połączenia został przedstawiony na poniższym rysunku rys. 5.67. Jest to model szczegółowy połączenia wykonany w programie TEKLA STRUCTURES. Na rys.5.68. przedstawiono obliczeniowy model połączenia wykonany w programie RFEM 6. Następnie na rysunkach rys. 5.69-5.70. przedstawiono wykresy sił wewnętrznych występujące w krzyżulcu oraz pasie dolnym opierającym się na koźle. Są one podstawą do odczytania sił wewnętrznych potrzebnych do wymiarowania połączenia stalowo-drewnianego.

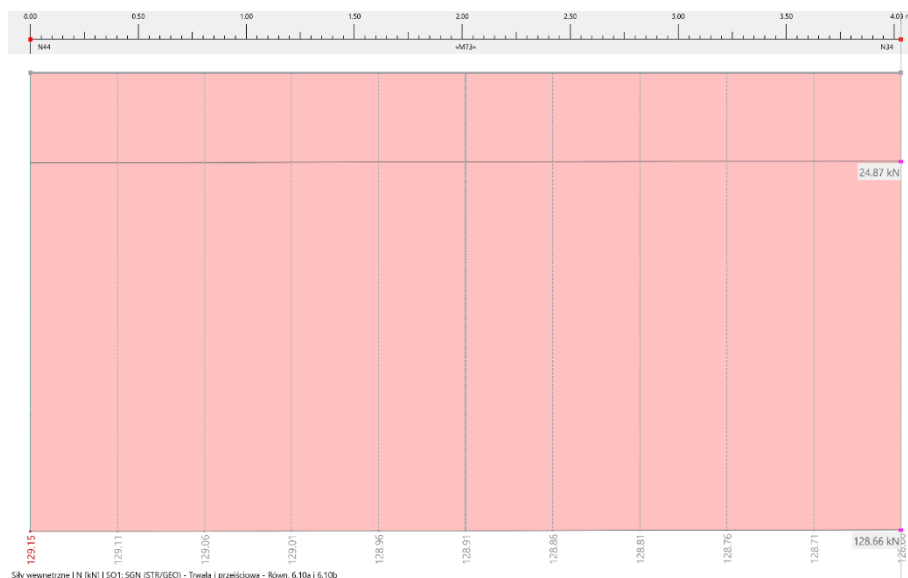


Rys. 5.67. Schemat połączenia podporowego - oparcia kratownicy łukowej na koźle wykonany w Tekli. Źródło: opracowanie własne

SO1 - SGN (STR/GEO) - Trwała i przejściowa - Równ. 6.10a i 6.10b
Analiza statyczna
Siły N [kN]



258



Rys. 5.70. Wykres sił wewnętrznych w krzyżulcu połączenia podporowego. RFEM 6.
Źródło: opracowanie własne

W analizowanym połączeniu występują podstawowe mechanizmy pracy:

- przekazanie siły ściskającej z pasa dolnego na belkę kozła przez docisk pełnego przekroju pasa dolnego,
- przekazanie siły rozciągającej z krzyżulca na blachę węzłową przez śruby M16 oraz śrubę M24,
- stabilizacja i scalenie węzła za pomocą stalowej blachy węzłowej oraz nakładek śrubowych,
- zabezpieczenie położenia pasa dolnego za pomocą czopa.

Nie przyjęto, że czop $100 \times 100 \times 100$ mm przenosi główną siłę ściskającą z pasa dolnego. Czop pełni funkcję ustalającą, pozycjonującą i montażową. Główna siła ściskająca w pasie dolnym jest przekazywana przez docisk pełnego przekroju 260×260 mm.

Krzyżulec jest elementem rozciągany. Z tego względu jego siła osiowa jest przekazywana przez łączniki mechaniczne i blachę stalową, a nie przez docisk końca elementu.

Opis konstrukcyjny połączenia

Pas dolny wykonano z elementu drewnianego GL28h o przekroju:

$$b_{pd} \times h_{pd} = 260 \times 260 \text{ [mm]}$$

Pas dolny opiera się na belce kozła całym swoim przekrojem. Dodatkowo wykonano czop o następujących wymiarach:

$$b_{czop} \times h_{czop} = 100 \times 100 \times 100 \text{ [mm]}$$

Czop nie został przyjęty jako główny element nośny. Jego zadaniem jest ustalenie położenia pasa dolnego względem belki kozła oraz zabezpieczenie geometrii węzła.

Krzyżulec wykonano z elementu drewnianego GL28h o przekroju:

$$b_{krz} \times h_{krz} = 180 \times 180 [mm]$$

Połączenie krzyżulca z blachą wykonano za pomocą trzech śrub 8.8 M16 oraz jednej dodatkowej M24. Śruby M16 w połączeniu z blachą rozmieszczono w rozstawie: $a = 80 mm$. Dodatkowa śruba M24 łączy krzyżulec ze strefą oparcia łuku. W strefie pasa dolnego zastosowano trzy śruby 3 x M16 jako łączniki nakładek w rozstawie $a = 80 mm$. Dodatkowo zastosowano po dwie śruby M16 w górnej i dolnej części blachy węzłowej w rozstawie $a = 120 mm$. Blacha węzłowa wykonana jest ze stali S235JR. Przyjęto grubość blachy węzłowej $t_{bl} = 12,5 mm$. Blacha ma nieregularny kształt dopasowany do geometrii połączenia pasa dolnego, krzyżulca i belki oparcia kozła.

Dane wejściowe do projektowania połączenia

Dane geometryczne elementów drewnianych:

$$b_{pd} = 260 mm - \text{szerokość pasa dolnego}$$

$$h_{pd} = 260 mm - \text{wysokość pasa dolnego}$$

$$b_{krz} = 180 mm - \text{szerokość krzyżulca}$$

$$h_{krz} = 180 mm - \text{wysokość krzyżulca}$$

$$b_{czop} = 100 mm - \text{szerokość połączenia ciesielskiego – czopa wgłębnego}$$

$$h_{czop} = 100 mm - \text{wysokość połączenia ciesielskiego – czopa wgłębnego}$$

$$l_{czop} = 100 mm - \text{długość połączenia ciesielskiego – czopa wgłębnego}$$

Belka kozła składa się z dwóch elementów drewnianych czyli belek prostokątnych o wymiarach przekroju poprzecznego 250 x 250 [mm].

Dane geometryczne łączników:

$$d_{16} = 16 mm - \text{średnica łącznika M16}$$

$$d_{24} = 24 mm - \text{średnica łącznika M24}$$

$$d_{0,16} = 18 mm - \text{średnica otworu pod śrubę M16}$$

$$d_{0,24} = 26 mm - \text{średnica otworu pod śrubę M24}$$

$$n_{16,krz} = 3 - \text{liczba śrub M16 w połączeniu krzyżulca z blachą}$$

$$n_{24,krz} = 1 - \text{liczba śrub M24 w połączeniu krzyżulca z blachą}$$

$$t_{bl} = 12,5 mm - \text{grubość blachy węzłowej}$$

Dane materiałowe drewna klejonego GL28h:

$f_{c,0,k} = 28,00 \frac{N}{mm^2}$ – charakterystyczna wytrzymałość drewna na ściskanie równoległe do włókien,

$f_{t,0,k} = 19,50 \frac{N}{mm^2}$ – charakterystyczna wytrzymałość drewna na rozciąganie równoległe do włókien,

$\rho_k = 460 \frac{kg}{m^3}$ – charakterystyczna gęstość drewna klejonego

Dane materiałowe śrub:

klasa śrub 8.8

$f_{uk} = 800 \frac{N}{mm^2}$ – charakterystyczna wytrzymałość śruby na rozciąganie

Dane materiałowe stali:

gatunek stali: S235JR

$f_y = 235 MPa$, $f_u = 360 MPa$,

Przyjęte współczynniki do obliczeń:

$k_{mod} = 0,80$

$\gamma_{M,drewno} = 1,25$,

$\gamma_{M,złącza} = 1,30$,

$\gamma_{M0} = 1,00$,

$\gamma_{M2} = 1,25$,

Dane siłowe z modelu obliczeniowego 3D konstrukcji hangaru:

$N_{Ed,pd} = 391,72 kN = 391720 N$ - obliczeniowa siła osiowa w pasie dolnym

$N_{Ed,krz} = 128,66 kN = 128660 N$ – obliczeniowa siła osiowa w krzyżulcu

Charakter sił:

pas dolny – ściskanie, krzyżulec – rozciąganie

Wartości obliczeniowe wytrzymałości drewna

Obliczeniowe wartości wytrzymałości drewna policzono na początku podrozdziału 5.6.1.

$f_{c,0,d} = 17,92 \frac{N}{mm^2}$

$f_{t,0,d} = 12,48 \frac{N}{mm^2}$

Sprawdzenie docisku pasa dolnego na belce kozła

Do sprawdzenia docisku pasa dolnego na belce kozła przyjęto wartość pełnej siły osiowej ściskającej występujące w pasie dolnym połączenia:

$$N_{Ed,pd} = 391,72 \text{ kN} = 391720 \text{ N}$$

Pas dolny opiera się na belce kozła całym swoim przekrojem 260x260 [mm]

$$A_{ef,pd} = b_{pd} \cdot h_{pd} = 260 \cdot 260 = 67600 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d,pd} = \frac{N_{Ed,pd}}{A_{ef,pd}} = \frac{391720}{67600} = 5,79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności docisku pasa

$$\sigma_{c,0,d,pd} \leq f_{c,0,d} = 5,79 \leq 17,92 [\text{MPa}]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania warunku na docisk

$$\eta_{pd} = \frac{\sigma_{c,0,d,pd}}{f_{c,0,d}} = \frac{5,79}{17,92} = 0,32$$

Docisk pasa dolnego wykorzystany jest w około 32%.

Kontrola czopa pasa dolnego

Pas dolny posiada czop o wymiarach:

$$100 \times 100 \times 100 \text{ [mm]}$$

Kontrolnie sprawdzono, czy czop mógłby samodzielnie przenieść siłę ściskającą pasa dolnego

$$A_{czop} = 10000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d,czop} = \frac{N_{Ed,pd}}{A_{czop}} = \frac{391720}{10000} = 39,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c,0,d,czop} > f_{c,0,d} = 39,17 > 17,92 [\text{MPa}]$$

Warunek nie spełniony. Oznacza to, że czop nie może być traktowany jako główny element przenoszący siłę ściskającą pasa dolnego. jego funkcję należy ograniczyć do ustalenia położenia elementu, pozycjonowania i zabezpieczenia geometrii połączenia. Główna siła ściskająca przekazywana jest przez docisk pełnego przekroju drewnianego pasa dolnego 260 x 260 [mm].

Sprawdzenie rozciągania w przekroju pełnym

$$A_{krz} = b_{krz} \cdot h_{krz} = 180 \cdot 180 = 32400 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d,krz} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{krz}} = \frac{128660}{32400} = 3,97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności rozciągania krzyżulca równoległe do włókien

$$\sigma_{c,0,d,pd} \leq f_{c,0,d} = 3,97 \leq 12,48 [MPa]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania warunku na docisk

$$\eta_{t,krz} = \frac{\sigma_{t,0,d,krz}}{f_{t,0,d}} = \frac{3,97}{12,48} = 0,32$$

Pełen przekrój krzyżulca wykorzystany jest na rozciąganie w 32%.

Klasyfikacja blachy stalowej - węzłowej

W połączeniu wykorzystano blachę stalową o grubości: $t_{bl} = 12,5 \text{ mm}$.

Dla śrub M16:

$$0,5d_{16} = 0,5 \cdot 16 = 8 \text{ mm}$$

$$d_{16} = 16 \text{ mm}$$

Ponieważ $8 \text{ mm} < 12,5 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$ blacha przy śrubach M16 znajduje się w zakresie grubości pośredniej klasyfikacji blach węzłowych. Z tego względu nośność łączników określono przez interpolację liniową pomiędzy nośnością dla blach cienkiej i dla blachy grubej.

$$F_{v,Rk,t} = F_{v,Rk,cienka} + \left[\frac{t_{bl} - 0,5d}{0,5d} \right] \cdot (F_{v,Rk,gruba} - F_{v,Rk,cienka}) \quad (5.62)$$

gdzie: $F_{v,Rk,t}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania dla blachy o grubości pośredniej w [kN], $F_{v,Rk,cienka}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania dla blachy cienkiej w [kN], $F_{v,Rk,gruba}$ – jest to charakterystyczna nośność jednej śruby w jednej płaszczyźnie ścinania dla blachy grubej w [kN], d – jest to średnica zastosowanego łącznika śrubowego w [mm], t_{bl} – jest to grubość blachy w [mm].

Nośność jednej śruby M16

Wytrzymałość na docisk pod śrubą M16 obliczono jak w poprzednim połączeniu:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 460 = 31,68 \frac{N}{mm^2}$$

Moment uplastycznienia śruby M16:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 16^{2,6} = 324\,282 \frac{N}{mm^2}$$

Dla blachy cienkiej otrzymano

$$F_{v,Rk,cienka} = 20,85 \text{ kN}$$

Dla blachy grubej otrzymano

$$F_{v,Rk,gruba} = 29,49 \text{ kN}$$

Dla blachy o grubości 12,5 mm współczynnik interpolacji wynosi:

$$\lambda_{16} = \frac{(t_{bl} - 0,5d_{16})}{0,5d_{16}} = \frac{12,5 - 8}{8} = 0,5625$$

Nośność charakterystyczna jednej śruby M16 w jednej płaszczyźnie ścinania:

$$F_{v,Rk,16,1pl} = 20,85 + 0,5625 \cdot (29,49 - 20,85) = 25,71 \text{ kN}$$

Połączenie jest dwucięte, dlatego też

$$F_{v,Rk,16} = 2 \cdot 25,71 = 51,42 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa jednej śruby M16:

$$F_{v,Rd,16} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk,16}}{\gamma_{M,złącza}} = \frac{0,80 \cdot 51,42}{1,30} = 31,64 \text{ kN}$$

Nośność jednej śruby M24

Wytrzymałość drewna na docisk pod śrubą M24

$$f_{h,0,k,24} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 24) \cdot 460 = 28,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Moment uplastycznienia śruby M24

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 800 \cdot 24^{2,6} = 930\,594 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dla blachy cienkiej otrzymano

$$F_{v,Rk,cienka} = 41,15 \text{ kN}$$

Dla blachy grubej otrzymano

$$F_{v,Rk,gruba} = 58,20 \text{ kN}$$

Dla blachy o grubości 12,5 mm współczynnik interpolacji wynosi:

$$\lambda_{24} = \frac{(t_{bl} - 0,5d_{24})}{0,5d_{24}} = \frac{12,5 - 0,5 \cdot 24}{12} = 0,0417$$

Nośność charakterystyczna jednej śruby M16 w jednej płaszczyźnie ścinania:

$$F_{v,Rk,24,1pl} = 41,15 + 0,0417 \cdot (58,20 - 41,15) = 41,86 \text{ kN}$$

Połączenie jest dwucięte, dlatego też

$$F_{v,Rk,16} = 2 \cdot 41,86 = 83,72 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa jednej śruby M24:

$$F_{v,Rd,24} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rd,24}}{\gamma_{M,złącza}} = \frac{0,80 \cdot 83,72}{1,30} = 51,52 \text{ kN}$$

Nośność grupy śrub w połączeniu krzyżulca

Połączenie krzyżulca z blachą wykonano za pomocą trzech śrub M16 oraz jednej śruby M24.

$$F_{Rd,krz} = 3 \cdot F_{v,Rd,16} + F_{v,Rd,24} = 3 \cdot 31,64 + 51,52 = 146,44$$

Warunek nośności:

$$N_{Ed,krz} \leq F_{Rd,krz} = 128,66 \leq 146,44$$

Stopień wykorzystania:

$$\eta_{krz,śruby} = \frac{N_{Ed,krz}}{F_{Rd,krz}} = \frac{128,66}{146,44} = 0,88$$

Grupa łączników w połączeniu krzyżulca wykorzystana jest w stopniu 88 %.

Kontrolnie sprawdzono również nośność samych trzech śrub M16:

$$F_{Rd,3M16} = 3 \cdot 31,64 = 94,92 \text{ kN}$$

Ponieważ:

$$94,92 \text{ kN} < 128,66 \text{ kN}$$

same trzy śruby M16 nie były by wystarczające do przeniesienia siły rozciągającej w krzyżulcu.

Udział śruby M24 jest więc konieczny dla spełnienia warunku nośności połączenia.

Sprawdzenie przekroju netto krzyżulca w strefie otworów

W strefie połączenia krzyżulca występują otwory pod śruby M16 oraz śrubę M24.

Najpierw sprawdzono wariant z trzema otworami M16 w jednym przekroju:

$$A_{net,krz,16} = (b_{krz} - d_{0,16}) \cdot h_{krz} = (180 - 3 \cdot 18) \cdot 180 = 22680 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d,net,16} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{net,krz}} = \frac{128660}{22680} = 5,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek:

$$5,67 \leq 12,48 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

Zatem warunek został spełniony.

Następnie wykonano wstępną kontrolę konserwatywną, zakładając jednoczesne osłabienie przekroju trzema otworami M16 oraz jednym otworem M24:

$$A_{net,krz} = (b_{krz} - 3d_{0,16} - d_{0,24}) \cdot h_{krz} = (180 - 3 \cdot 18 - 26) \cdot 180 = 18000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d,net} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{net,krz}} = \frac{128660}{18000} = 7,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek:

$$7,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 12,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek został spełniony. Nawet przy konserwatywnym założeniu jednoczesnego osłabienia przekroju trzeba otworami M16 oraz jednym otworem M24 przekrój krzyżulca spełnia warunek nośności na rozciąganie.

Kontrola rozstawu śrub M16 w krzyżulcu

W połączeniu krzyżulca z blachą przyjęto rozstaw śrub M16:

$$a = 80 \text{ mm.}$$

Dla rozstawu wzdłuż włókien – równoległe do osi elementu – krzyżulca

$$a_{1,min} = 5d = 5 \cdot 16 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

$$a_{1,min} \leq a_1 = 80 \leq 80 \text{ [mm]}$$

Minimalna odległość od końca elementu obciążonego

$$a_{3,t,min} = \max(7d_{16}; 80 \text{ mm}) = \max(7 \cdot 16 ; 80) = 112 \text{ mm}$$

Minimalna odległość od końca elementu nieobciążonego

$$a_{3,c,min} = 4d_{16} = 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

Dla śrub M16 w krzyżulcu odczytano następujące wartości

$$a_{3,t} = 320 \text{ mm}$$

$$a_{3,c} = 160 \text{ mm}$$

Warunki:

$$a_{3,t} \geq a_{3,t,min} = 320 \geq 112 \text{ [mm]}$$

$$a_{3,c} \geq a_{3,c,min} = 160 \geq 64 \text{ [mm]}$$

Warunki zostały spełnione

Dla śrub M16 w pasie dolnym odczytano:

$$a_{3,t} = 212 \text{ mm}$$

$$a_{3,c} = 160 \text{ mm}$$

Warunki

$$212 \geq 112 \text{ [mm]}$$

$$160 \geq 64 \text{ [mm]}$$

Warunki zostały spełnione.

Dla śrub M24 przyjęto:

$$d_{24} = 24 \text{ mm}$$

Minimalna odległość od końca obciążonego:

$$a_{3,t,min} = \max(7d_{24}; 80 \text{ mm}) = \max(7 \cdot 24 ; 80) = 168 \text{ mm}$$

Minimalna odległość od końca nieobciążonego

$$a_{3,c,min} = 4d_{24} = 4 \cdot 24 = 96 \text{ mm}$$

Dla śruby M24 w pasie dolny odczytano:

$$a_{3,t} = 208 \text{ mm}$$

$$a_{3,c} = 163 \text{ mm}$$

Warunki

$$196 \geq 168 [\text{mm}]$$

$$150 \geq 96 [\text{mm}]$$

Warunki zostały spełnione.

Sprawdzenie przekroju netto pasa dolnego w strefie śrub

W strefie pasa dolnego zastosowano trzy śruby M16. Kontrolnie przyjęto, trzy otwory M16 w jednym przekroju.

$$A_{net,pd} = (b_{pd} - 3d_{0,16}) \cdot h_{pd} = (260 - 3 \cdot 18) \cdot 260 = 53560 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d,net,pd} = \frac{N_{Ed,pd}}{A_{net,pd}} = \frac{391720}{53560} = 7,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek:

$$7,31 \leq 17,92 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

Zatem warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania:

$$\eta_{net,pd} = \frac{7,31}{17,92} = 0,41$$

Przekrój netto pasa dolnego w strefie trzech śrub M16 spełnia warunek nośności na ściskanie.

Kontrola blachy stalowej S235JR

Blacha węzłowa wykonana jest ze stali S235JR i ma grubość:

$$t_{bl} = 12,5 \text{ mm}$$

Ze względu na nieregularny kształt blachy pełne sprawdzenie przekroju netto należy odnieść do rzeczywistego przekroju krytycznego pochodzącego z rysunku wykonawczego. Kontrolnie wyznaczono minimalne wymagane pole przekroju blachy.

Przyjęto, że połączenie pracuje w układzie dwustronnym, a siła z krzyżulca rozkłada się na dwie blachy boczne:

$$N_{Ed,bl} = \frac{N_{Ed,krz}}{2} = \frac{128,66}{2} = 64,33 \text{ kN}$$

Wyznaczenie minimalnego pola przekroju brutto blachy stalowej:

$$A_{req,bl} = \frac{N_{Ed,bl}}{f_y} \quad (5.63)$$

gdzie: $N_{Ed,bl}$ – jest to siła przypadająca na jedną blachę w [kN], f_y – jest to granica plastyczności stali w [MPa].

$$A_{req,bl} = \frac{64330}{235} = 274 \text{ mm}^2$$

Minimalna wymagana szerokość przekroju brutto blachy przy grubości blachy 12,5 mm:

$$b_{req,bl} = \frac{A_{req,bl}}{t_{bl}} = \frac{274}{12,5} = 21,90 \text{ mm}$$

Dla przekroju netto zastosowano następujący wzór:

$$A_{net,req,bl} = \frac{N_{Ed,bl} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_u} \quad (5.64)$$

gdzie: $N_{Ed,bl}$ – jest to obliczeniowa siła przypadająca na jedną blachę w [kN], γ_{M2} – jest to współczynnik częściowy dla przekroju netto stali, f_u – jest to wytrzymałość na rozciąganie stali w [MPa].

$$A_{net,req,bl} = \frac{64330 \cdot 1,25}{0,9 \cdot 360} = 248 \text{ mm}^2$$

Minimalna szerokość netto blachy:

$$b_{net,req,bl} = \frac{A_{net,req,bl}}{t_{bl}} = \frac{248}{12,5} = 19,80 \text{ mm}$$

Uzyskane wymagane szerokości blachy są bardzo niewielkie w stosunku do rzeczywistych wymiarów blachy węzłowej. Zastosowana blacha węzłowa ma pole $9606,59 \text{ cm}^2$.

Kontrola lokalnego docisku blachy przy otworach

Kontrolnie sprawdzono lokalny docisk blachy przy otworach.

Dla śrub M16 przyjęto rozdział siły na trzy śruby i dwie blachy boczne:

$$F_{Ed,otw,16} = \frac{N_{Ed,krz}}{3 \cdot 2} = \frac{128,66}{6} = 21,44 \text{ kN}$$

Naprężenie dociskowe w blasze przy otworze M16

$$\sigma_{b,bl,16} = \frac{F_{Ed,otw,16}}{d_{16} \cdot t_{bl}} = \frac{21440}{16 \cdot 12,5} = 107,20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Porównanie

$$107,20 \frac{N}{mm^2} \leq 235 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek został spełniony.

Dla śruby M24 wykonano sprawdzenie konserwatywne. Przyjęto, że na jeden otwór M24 w jednej blasze przypada połowa całkowitej siły rozciągającej krzyżulca:

$$F_{Ed,otw,24} = \frac{N_{Ed,krz}}{2} = \frac{128,66}{2} = 64,33 \text{ kN}$$

Naprężenie dociskowe przy otworze M24

$$\sigma_{b,bl,24} = \frac{F_{Ed,otw,24}}{d_{24} \cdot t_{bl}} = \frac{64330}{24 \cdot 12,5} = 214,13 \frac{N}{mm^2}$$

Porównanie

$$214,13 \frac{N}{mm^2} \leq 235 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek został spełniony. Sprawdzenie dla śruby M24 jest konserwatywne, ponieważ przyjęto, że otwór M24 w jednej blasze przenosi połowę siły rozciągającej krzyżulca.

Uwaga dotycząca śrub pasa dolnego

Trzy śruby M16 zastosowane w strefie pasa dolnego nie zostały przyjęte jako główny mechanizm przenoszenia siły ściskającej w pasie dolnym:

$$N_{Ed,pd} = 391,72 \text{ kN}$$

Główna siła ściskająca jest przekazywana przez docisk pełnego przekroju pasa dolnego 260×260 mm na belkę kozła. Śruby w tej strefie pełnią funkcję montażową, spinającą i stabilizującą nakładki oraz geometrię węzła.

Kontrolna nośność trzech śrub M16 wynosi:

$$F_{Rd,3M16} = 3 \cdot 31,64 = 94,92 \text{ kN}$$

Ponieważ:

$$94,92 < 391,72 \text{ [kN]}$$

śruby te nie mogą być traktowane jako podstawowy mechanizm przeniesienia siły ściskającej pasa dolnego. Potwierdza to przyjęty model pracy, w którym podstawowym mechanizmem nośnym pasa dolnego jest docisk drewno–drewno.

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że przyjęty model pracy połączenia P-02 jest poprawny w zakresie podstawowych mechanizmów nośnych.

Siła ściskająca w pasie dolnym: $N_{Ed,pd} = 391,72 \text{ kN}$ jest przekazywana przez docisk pełnego przekroju pasa dolnego 260×260 mm na belkę kozła. Naprężenie dociskowe wynosi: $\sigma_{c,0,d,pd} =$

$5,79 \frac{N}{mm^2}$ i jest mniejsze od obliczeniowej wytrzymałości drewna na ściskanie równoległe do włókien: $f_{c,0,d} = 17,92 \frac{N}{mm^2}$

Warunek nośności został spełniony, a stopień wykorzystania wynosi około 32%.

Kontrolne sprawdzenie czopa $100 \times 100 \times 100$ mm wykazało, że czop nie może być traktowany jako główny mechanizm przenoszenia siły ściskającej, ponieważ naprężenie wyniosłoby $39,17 \frac{N}{mm^2}$, co przekracza obliczeniową wytrzymałość drewna. Czop należy traktować jako element ustalający i montażowy.

Krzyżulec jest elementem rozciągającym. Siła rozciągająca: $N_{Ed,k rz} = 128,66 \text{ kN}$ jest przekazywana na blachę węzłową przez trzy śruby M16 oraz jedną śrubę M24. Z uwagi na grubość blachy 12,5 mm nośność śrub określono przez interpolację między nośnością dla blach cienkich i grubych. Nośność obliczeniowa grupy łączników wynosi: $F_{Rd,k rz} = 146,44 \text{ kN}$

Warunek:

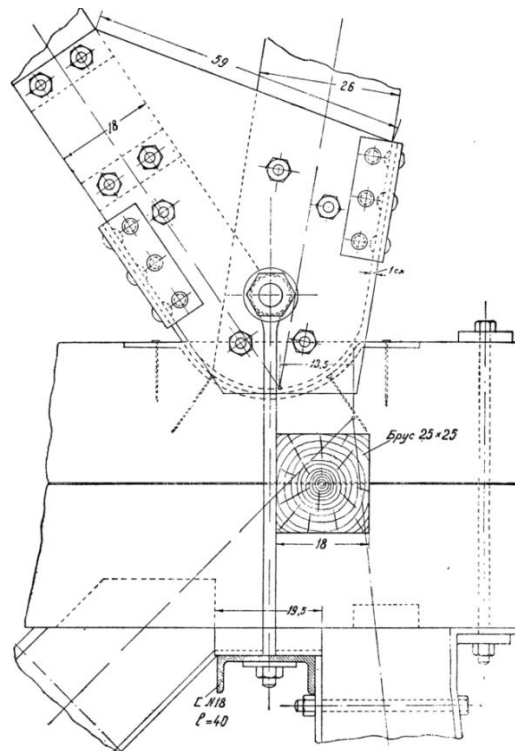
$$128,66 \leq 146,44 [\text{kN}]$$

został spełniony. Stopień wykorzystania grupy śrub wynosi około 88%.

Same trzy śruby M16 nie byłyby wystarczające do przeniesienia siły rozciągającej w krzyżulcu, ponieważ ich nośność wynosi 94,92 kN. Oznacza to, że udział śruby M24 jest istotny dla pracy połączenia.

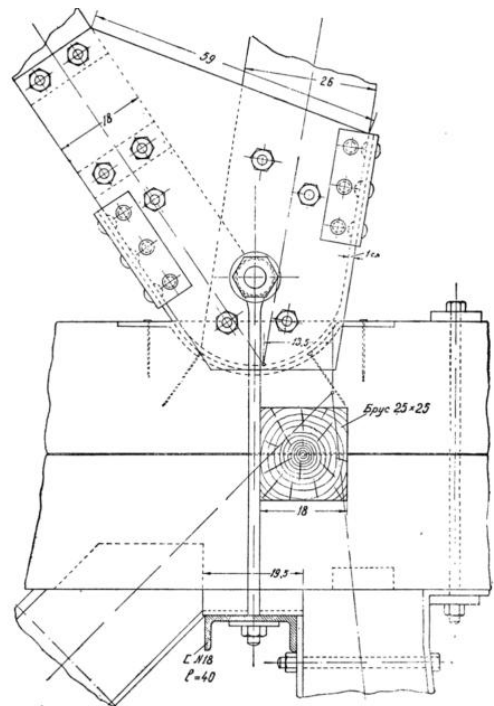
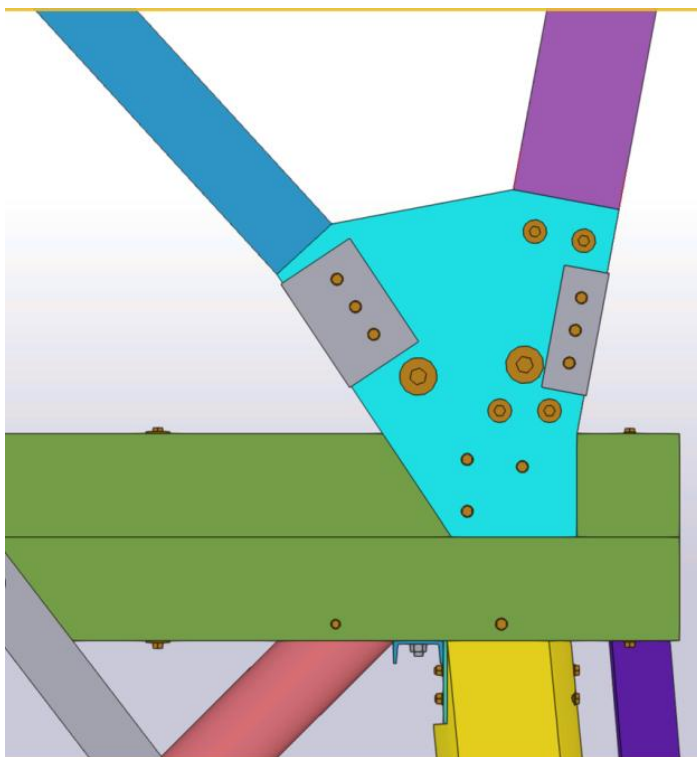
Przekrój netto krzyżulca w strefie otworów oraz przekrój netto pasa dolnego w strefie nakładek spełniają warunki nośności. Blacha stalowa S235JR o grubości 12,5 mm spełnia kontrolne warunki w zakresie rozciągania oraz lokalnego docisku przy otworach M16 i M24.

Dodatkowo połączenie zostało zaprojektowane aby najwierniej odwzorowało oryginalny schemat połączeniowy pochodzący z rosyjskiego opracowania technicznego. Na poniższym rysunku rys. 5.71. został przedstawiony węzeł podporowy na koźle pochodzący z oryginalnej konstrukcji hangaru. Nie wszystkie szczegóły detaliczne zostały wiernie odwzorowane, elementy, które nie zostały przyjęte z oryginału wykonano zgodnie z dzisiejszą technologią. Na kolejnym rysunku rys. 5.72. przedstawiono porównanie dwóch węzłów konstrukcyjnych czyli połączenia historycznego oraz współczesnej rekonstrukcji.



Фиг. 128. Верхний узел козла и опоры арки.

Rys. 5.71. Schemat oryginalnego połączenia łuku kratowego z kozłem. Źródło: rosyjskie opracowanie techniczne [L1].



Фиг. 128. Верхний узел козла и опоры арки.

Rys. 5.72. Porównanie dwóch węzłów konstrukcji - współczesnego odtworzenia oraz historycznej wersji. Źródło: opracowanie własne

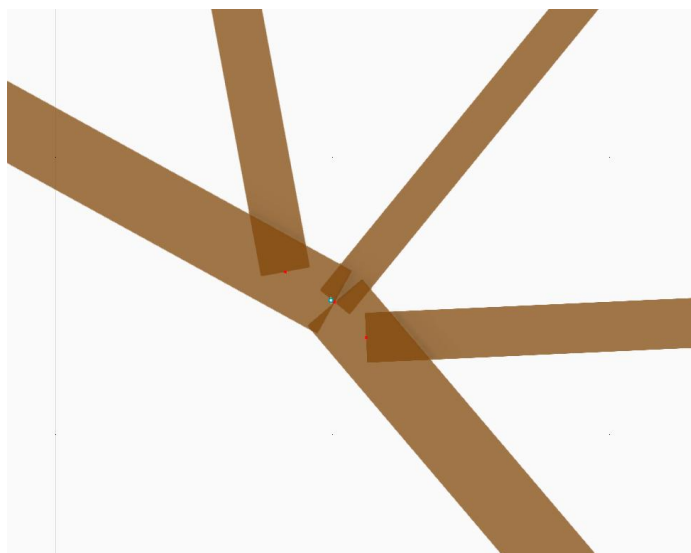
5.6.3. Wymiarowanie połączenia P0-3 – połączenie pasa dolnego z krzyżulcami oraz słupkiem

Przedmiotem obliczeń jest połączenie P0-3 zlokalizowane w pasie dolnym łuku kratownicowego. Węzeł obejmuje styk dwóch segmentów pasa dolnego, dwa dochodzące krzyżulce, środkowy słupek oraz stalowe blachy boczne o nieregularnym kształcie.

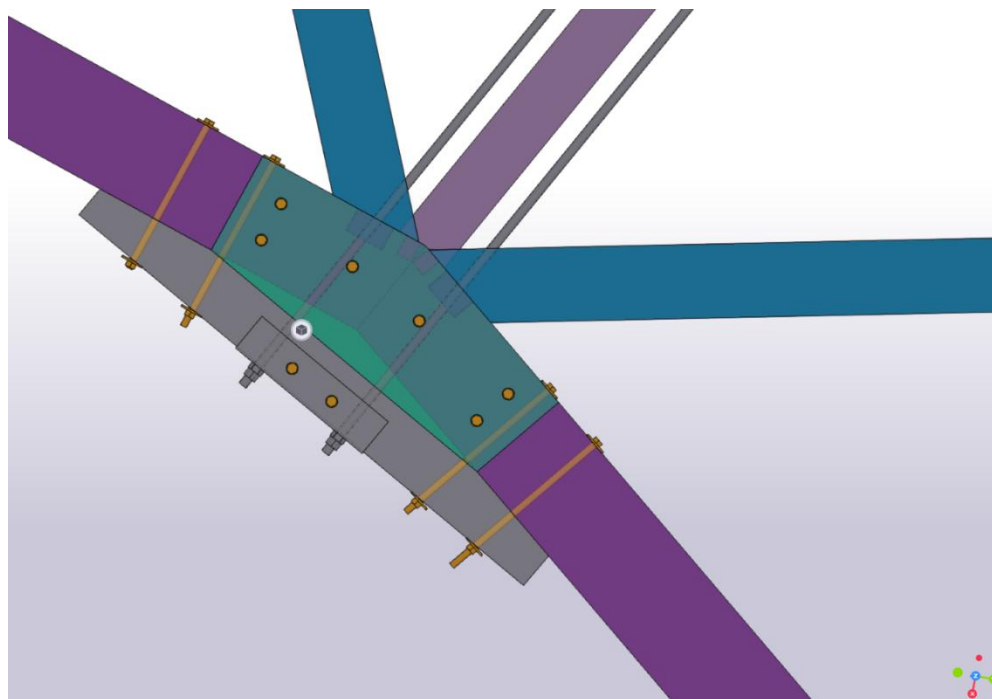
W analizowanym połączeniu przyjęto następujący schemat pracy:

- siła ściskająca w pasie dolnym jest przekazywana przez docisk czołowy segmentów pasa dolnego,
- siły ściskające w krzyżulcach są przekazywane przez docisk czołowy końców elementów oraz czopy ustalające,
- siła ściskająca w słupku jest przekazywana przez docisk czołowy oraz czop ustalający,
- blachy boczne oraz śruby pełnią funkcję stabilizującą, spinającą i zabezpieczającą geometrię węzła.

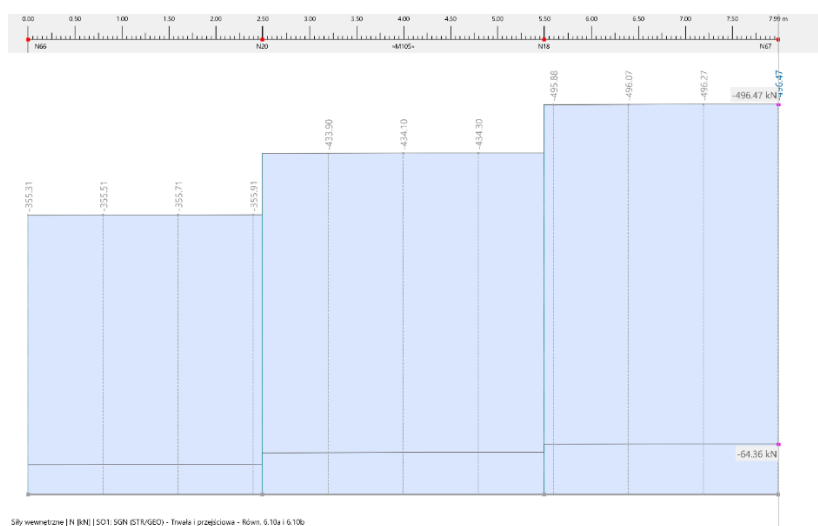
Nie przyjęto, że śruby M16 w pasie dolnym przenoszą głównie siłę osiową pasa. Podstawowym mechanizmem przeniesienia siły pasa dolnego jest docisk czołowy pełnego przekroju 260 x 260 [mm]. Połączenie zostało zamodelowane aby jak najwierniej odzwierciedlało oryginalny charakter ale przy tym spełniło wszystkie niezbędne nośności. Na rysunku rys. 5.73. przedstawiono szczegółowy model analizowanego połączenia wykonany w programie Tekla Structures. Układ analityczny połączenia w modelu obliczeniowym konstrukcji przedstawiono na rys. 5.74. Do wymiarowania połączenia wykorzystano siły wewnętrzne odczytane z modelu RFEM 6. Na rys. 5.75-5.78. przedstawiono wykresy sił normalnych odpowiednio w pasie dolnym, lewym krzyżulcu słupku oraz prawym krzyżulcu.



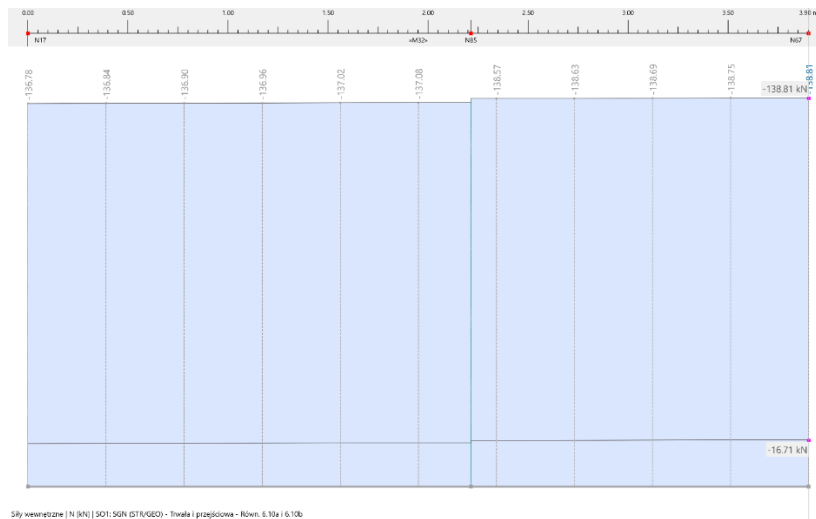
Rys. 5.73. Model szczegółowy 3D połączenia pasa dolnego kratownicy wykonany w Tekli.
Źródło: opracowanie własne



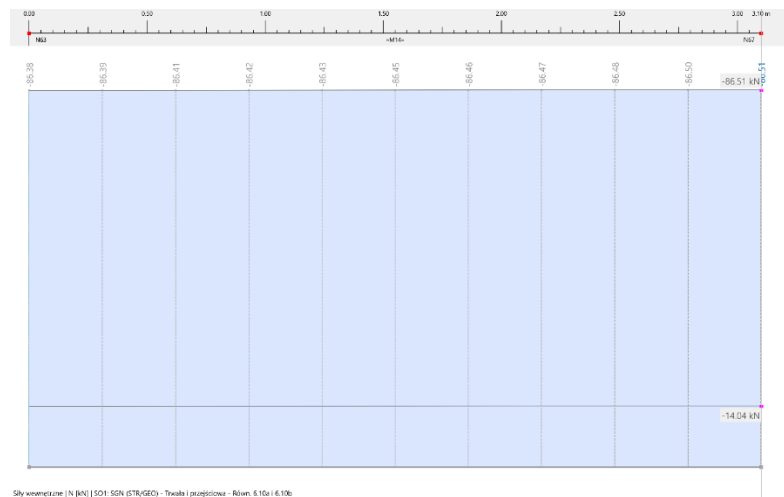
Rys. 5.74. Model obliczeniowy połączenia pasa dolnego w programie RFEM 6. Źródło: opracowanie własne



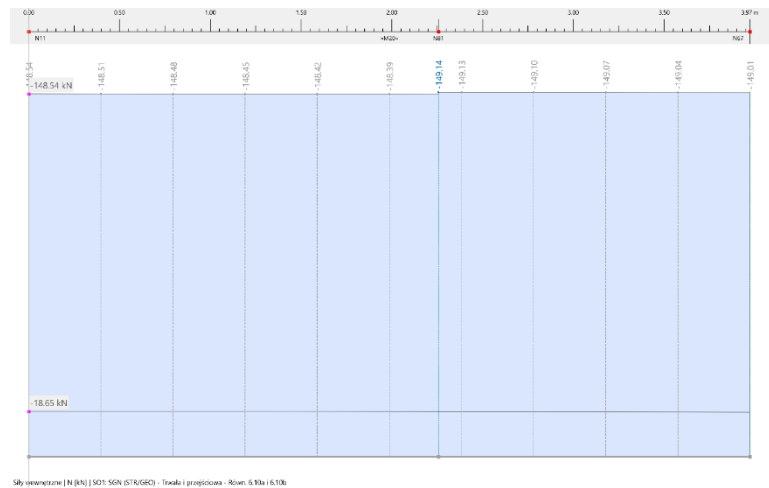
Rys. 5.75. Wykres sił wewnętrznych w pręcie - pasie dolnym, wycinek z programu RFEM 6.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.76. Wykres sił wewnętrznych w przęcie – lewym krzyżulcu, wycinek z programu RFEM 6. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.77. Wykres sił wewnętrznych w przęcie - słupku, wycinek z programu RFEM 6. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.78. Wykres sił wewnętrznych w przęcie – prawym krzyżulcu, wycinek z programu RFEM 6. Źródło: opracowanie własne

Opis konstrukcyjny połączenia

Pas dolny wykonano z elementów drewnianych GL28h o przekroju:

$$b_{pd} \cdot h_{pd} = 260 \times 260 \text{ mm}$$

W analizowanym węźle pas dolny jest przerwany. Segmenty pasa stykają się czołowo całym przekrojem poprzecznym.

Do węzła dochodzą dwa krzyżulce drewniane GL28h o przekroju:

$$b_{krz} \cdot h_{krz} = 180 \times 180 \text{ mm}$$

Końce krzyżulców posiadają czopy o wymiarach: $100 \times 100 \times 60 \text{ mm}$

Do węzła dochodzi również środkowy słupek o przekroju:

$$b_{st} \cdot h_{st} = 140 \times 140 \text{ mm}$$

Koniec słupka posiada czop o wymiarach: $80 \times 80 \times 50 \text{ mm}$

Połączenie spięto obustronnymi blachami stalowymi o grubości:

$$t_{bl} = 10 \text{ mm}$$

Blachy węzłowe tworzące połączenie mają nieregularny, dostosowany do geometrii węzła kształt. W połączeniu zastosowano śruby M16 w pasie dolnym oraz dodatkowe śruby o średnicy 22 mm, spinające układ z połączeniem górnym – połączenie tylko konstrukcyjne i stabilizujące układ słupków i krzyżulców przed przesunięciem. Śruby M16 w pasie dolnym nie łączą bezpośrednio krzyżulców, lecz pełnią funkcje spinającą i stabilizującą blach oraz segmenty pasa dolnego.

W strefie pasa dolnego zastosowano łącznie: 6M16.

Rozstaw pionowy śrub wynosi: $a_{pion} = 100 \text{ mm}$. Dla śrub pionowych odczytano odległości od końców elementów: $a_{lewa} = 169 \text{ mm}$, $a_{prawa} = 305 \text{ mm}$. Dla środkowej pary śrub M16 po korekcie geometrii przyjęto: $a_{3,t} = 120 \text{ mm}$. Rozstaw środkowej pary śrub wynosi: $a = 209 \text{ mm}$.

Dane wejściowe

Dane geometryczne elementów drewnianych:

$$b_{pd} = 260 \text{ mm},$$

$$h_{pd} = 260 \text{ mm},$$

$$b_{krz} = 180 \text{ mm},$$

$$h_{krz} = 180 \text{ mm},$$

$$b_{st} = 140 \text{ mm},$$

$$h_{st} = 140 \text{ mm},$$

$$b_{czop,krz} = 100 \text{ mm},$$

$$h_{czop,krz} = 100 \text{ mm},$$

$$l_{czop,krz} = 100 \text{ mm},$$

$$b_{czop,sł} = 80 \text{ mm},$$

$$h_{czop,sł} = 80 \text{ mm},$$

$$l_{czop,sł} = 50 \text{ mm},$$

$$t_{bl} = 10 \text{ mm},$$

$$d_{16} = 16 \text{ mm},$$

$$d_{0,16} = 18 \text{ mm},$$

Dane materiałowe drewna klejonego GL28h:

$$f_{c,0,k} = 28,00 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{t,0,k} = 19,50 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_k = 460 \frac{kg}{m^3}$$

Dane materiałowe śrub:

klasa śrub 8.8

$$f_{uk} = 800 \frac{N}{mm^2}$$

Dane materiałowe stali:

gatunek stali: S235JR

$$f_y = 235 \text{ MPa}, f_u = 360 \text{ MPa},$$

Przyjęte współczynniki do obliczeń:

$$k_{mod} = 0,80$$

$$\gamma_{M,drewno} = 1,25,$$

$$\gamma_{M,złącza} = 1,30,$$

$$\gamma_{M0} = 1,00,$$

$$\gamma_{M2} = 1,25,$$

Dane siłowe z modelu obliczeniowego 3D konstrukcji hangaru:

$$N_{Ed,pd} = 496,47 \text{ kN} = 496470 \text{ N}$$

$$N_{Ed,krz,L} = 138,81 \text{ kN} = 138810 \text{ N}$$

$$N_{Ed,krz,P} = 148,54 \text{ kN} = 148540 \text{ N}$$

$$N_{Ed,sł} = 86,51 \text{ kN} = 86510 \text{ N}$$

Charakter sił:

pas dolny – ściskanie, lewy krzyżulec – ściskanie, prawy krzyżulec – ściskanie, słupek – ściskanie.

Wartości obliczeniowe wytrzymałości drewna

Obliczeniowe wartości wytrzymałości drewna policzono na początku podrozdziału 5.6.1.

$$f_{c,0,d} = 17,92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{t,0,d} = 12,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sprawdzenie docisku czołowego pasa dolnego

Pas dolny jest elementem ściskanym. Segmenty pasa dolnego stykają się czołowo pełnym przekrojem 260x260 [mm]. Przyjęto więc przekazanie siły przez docisk drewno-drewno.

$$N_{Ed,pd} = 496,47 \text{ kN} = 496470 \text{ N}$$

$$A_{pd} = b_{pd} \cdot h_{pd} = 260 \cdot 260 = 67600 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d,pd} = \frac{N_{Ed,pd}}{A_{pd}} = \frac{496470}{67600} = 7,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności docisku pasa

$$\sigma_{c,0,d,pd} \leq f_{c,0,d} = 7,34 \leq 17,92 [\text{MPa}]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania warunku na docisk

$$\eta_{pd} = \frac{\sigma_{c,0,d,pd}}{f_{c,0,d}} = \frac{7,34}{17,92} = 0,41$$

Docisk pasa dolnego wykorzystany jest w około 41%.

Sprawdzenie ściskania lewego krzyżulca

Lewy krzyżulec jest elementem ściskanym. Jego przekrój poprzeczny to 180x180 [mm].

$$N_{Ed,krz,L} = 138,81 \text{ kN} = 138810 \text{ N}$$

$$A_{krz} = b_{krz} \cdot h_{krz} = 180 \cdot 180 = 32400 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d,krz} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{krz}} = \frac{138810}{32400} = 4,28 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności krzyżulca ściskanego

$$\sigma_{c,0,d,krz} \leq f_{c,0,d} = 4,28 \leq 17,92 [MPa]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania warunku na docisk

$$\eta_{krz} = \frac{\sigma_{c,0,d,krz}}{f_{c,0,d}} = \frac{4,28}{17,92} = 0,24$$

Lewy krzyżulec wykorzystany jest na ściskanie w 24%.

Sprawdzenie ściskania prawego krzyżulca

Prawy krzyżulec jest elementem ściskanym. Jego przekrój poprzeczny to 180x180 [mm].

$$N_{Ed,krz,P} = 148,54 kN = 148540 N$$

$$A_{krz} = b_{krz} \cdot h_{krz} = 180 \cdot 180 = 32400 mm^2$$

$$\sigma_{c,0,d,krz} = \frac{N_{Ed,krz}}{A_{krz}} = \frac{148540}{32400} = 4,58 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności krzyżulca ściskanego

$$\sigma_{c,0,d,krz} \leq f_{c,0,d} = 4,58 \leq 17,92 [MPa]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania warunku na docisk

$$\eta_{krz} = \frac{\sigma_{c,0,d,krz}}{f_{c,0,d}} = \frac{4,58}{17,92} = 0,26$$

Prawy krzyżulec wykorzystany jest na ściskanie w 26%.

Sprawdzenie środkowego słupka

Środkowy słupek jest elementem ściskanym. Jego przekrój poprzeczny wynosi 140x140 [mm].

$$N_{Ed,sł} = 86,51 kN = 86510 N$$

$$A_{sł} = b_{sł} \cdot h_{sł} = 140 \cdot 140 = 19600 mm^2$$

$$\sigma_{c,0,d,sł} = \frac{N_{Ed,sł}}{A_{sł}} = \frac{86510}{19600} = 4,41 \frac{N}{mm^2}$$

Warunek nośności krzyżulca ściskanego

$$\sigma_{c,0,d,sł} \leq f_{c,0,d} = 4,41 \leq 17,92 [MPa]$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania słupka na ściskanie

$$\eta_{st} = \frac{\sigma_{c,0,d,st}}{f_{c,0,d}} = \frac{4,41}{17,92} = 0,25$$

Słupek wykorzystany jest na ściskanie w 25%.

Kontrola czopów krzyżulców

Krzyżulce posiadają czopy o wymiarach: 100 x 100 x 60 [mm]

Pole przekroju powierzchni czopa krzyżulca wynosi:

$$A_{czop,krz} = b_{krz,czop} \cdot h_{krz,czop} = 100 \cdot 100 = 10000 \text{ mm}^2$$

Dla lewego krzyżulca

$$\sigma_{c,0,d,czop,L} = \frac{N_{Ed,krz,L}}{A_{krz,czop,L}} = \frac{138810}{10000} = 13,88 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności czopa ściskanego

$$\sigma_{c,0,d,czop,L} \leq f_{c,0,d} = 13,88 \leq 17,92 \text{ [MPa]}$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania słupka na ściskanie

$$\eta_{czop,L} = \frac{\sigma_{c,0,d,czop,L}}{f_{c,0,d}} = \frac{13,88}{17,92} = 0,77$$

Dla prawego krzyżulca

$$\sigma_{c,0,d,czop,P} = \frac{148540}{10000} = 14,85 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności czopa ściskanego

$$\sigma_{c,0,d,czop,P} \leq f_{c,0,d} = 14,85 \leq 17,92 \text{ [MPa]}$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania słupka na ściskanie

$$\eta_{czop,P} = \frac{\sigma_{c,0,d,czop,P}}{f_{c,0,d}} = \frac{14,85}{17,92} = 0,83$$

Czopy krzyżulców spełniają warunek nośności na ściskanie. Należy jednak traktować je przede wszystkim jako elementy ustalające i wspomagające, a nie jako jedyny mechanizm pracy połączenia. Podstawowym mechanizmem przekazania sił ściskających pozostaje docisk czołowy elementów drewnianych.

Kontrola czopa środkowego słupka

Podczas projektowania połączenia czopa środkowego słupka, napotkano na problem prawidłowego wycięcia elementu przez występowanie go w pobliżu węzła łączącego dwa pasy

dolne konstrukcji. Postanowiono na rozdzielanie jednego czopa 80x80 [mm], na dwa czopy 40x40 [mm], ze względu na warunki konstrukcyjne wykonania tego połączenia. W celu uproszczenia wymiarowania połączenia przyjęto jednak czop o wymiarach: 80x80x50 [mm].

$$A_{czop,sł} = b_{czop,sł} \cdot h_{czop,sł} = 80 \cdot 80 = 6400 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d,czop,sł} = \frac{N_{Ed,sł}}{A_{czop,sł}} = \frac{86510}{6400} = 13,52 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek nośności

$$\sigma_{c,0,d,czop,sł} \leq f_{c,0,d} = 13,52 \leq 17,92 \text{ [MPa]}$$

Warunek został spełniony.

Stopień wykorzystania nośności czopa na ściskanie:

$$\eta_{czop,sł} = \frac{\sigma_{c,0,d,czop,sł}}{f_{c,0,d}} = \frac{13,52}{17,92} = 0,75$$

Czop słupka środkowego spełnia warunki nośności na ściskanie. Podobnie jak w przypadku krzyżulców, pełni on głównie funkcję ustalającą i montażową oraz wspomaga pracę docisku czołowego połączenia.

Klasyfikacja blachy stalowej przy śrubach M16

W połączeniu zastosowano dwie blachy stalowe po obu stronach elementów drewnianych.

Grubość jednej blachy wynosi: $t_{bl} = 10 \text{ mm}$

Dla śruby M16: $d = 16 \text{ mm}$, $0,5d = 0,5 \cdot 16 = 8 \text{ mm}$

Ponieważ $8 \text{ mm} < 10 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$ blacha stalowa o grubości 10 mm znajduje się w zakresie grubości pośredniej. Nośność śrub M16 określono przez interpolację między nośnością dla blach cienkiej i blachy grubej, zgodnie z procedurą zastosowaną w poprzednim połączeniu.

Dla śruby M16 przyjęto:

$$F_{v,Rk,16,cienka} = 20,85 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk,16,gruba} = 29,49 \text{ kN}$$

$$\text{Współczynnik interpolacji: } \lambda_{16} = \frac{(t_{bl}-0,5d)}{0,5d} = \frac{(10-8)}{8} = 0,25$$

Nośność charakterystyczna jednej śruby M16 w jednej płaszczyźnie ścinania:

$$F_{v,Rk,16,1pł} = 20,85 + 0,25 \cdot (29,49 - 20,85) = 23,01 \text{ kN}$$

Połączenie z blachami po obu stronach jest połączeniem dwuciętym:

$$F_{v,Rk,16} = 2 \cdot 23,01 \text{ kN} = 46,02 \text{ kN}$$

Nośność obliczeniowa jednej śruby M16:

$$F_{v,Rd,16} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk,16}}{\gamma_{M,złącza}} = \frac{0,80 \cdot 46,02}{1,30} = 28,32 \text{ kN}$$

Kontrolna nośność sześciu śrub M16 w pasie dolnym

W pasie dolnym zastosowano sześć śrub M16. Nie zostały one przyjęte jako główny mechanizm przeniesienia siły ściskającej pasa dolnego, jednak wykonano kontrolne porównanie ich nośności z siłą osiową w pasie.

$$F_{Rd,6M16} = 6 \cdot F_{v,Rd,16} = 6 \cdot 28,32 = 169,92 \text{ kN}$$

Porównanie z siłą ściskającą występującą w pasie dolnym:

$$F_{Rd,6M16} < N_{Ed,pd}$$

$$169,92 \text{ kN} < 496,47$$

Sześć śrub M16 nie może być przyjęte jako główny mechanizm przeniesienia siły osiowej w pasie dolnym. Potwierdza to przyjęty model pracy, w którym siła ściskająca pasa dolnego jest przekazywana przez docisk czołowy pełnego przekroju 260×260 mm, natomiast śruby i blachy pełnią funkcję stabilizującą, spinającą i zabezpieczającą geometrię węzła.

Kontrola rozstawów i odległości śrub M16 od końców elementu

Dla śrub M16 przyjęto wymagania minimalne:

$$a_{1,min} = 5d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ mm}$$

$$a_{2,min} = 4d = 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

$$a_{3,t,min} = \max(7d; 80\text{mm}) = \max(7 \cdot 16; 80\text{mm}) = 112 \text{ mm}$$

$$a_{3,c,min} = 4d = 4 \cdot 16 = 64 \text{ mm}$$

Dla pionowych śrub M16 odczytano następujące rozstawy śrub pochodzące ze szczegółowego modelu połączenia 3D.

$$a_{pion} = 100 \text{ mm}$$

$$a_{lewa} = 169 \text{ mm}$$

$$a_{prawa} = 305 \text{ mm}$$

Rozstaw pionowy spełnia wymagania zarówno dla rozstawu poprzecznego jak i dla konserwatywnego sprawdzenia jako rozstawu wzdłuż włókien elementu drewnianego (równoległe do osi elementu):

$$100 \geq 64 \text{ [mm]}$$

$$100 \geq 80 \text{ [mm]}$$

Odległości od końców elementu:

$$169 \geq 112 [mm]$$

$$305 \geq 64 [mm]$$

Warunki na minimalne rozstawy śrub zostały spełnione.

Dla środkowej pary śrub M16 po korekcie geometrii przyjęto odległość od końca obciążonego elementu: $a_{3,t} = 120 \text{ mm}$. Wartość ta została zwiększona względem pierwotnego układu o 50 mm, ponieważ pierwotna odległość 70 mm nie spełniała wymagania minimalnego dla końca elementu obciążonego.

Sprawdzenie:

$$a_{3,t} \geq a_{3,t,min} = 120 \geq 112 [mm]$$

Warunek został spełniony. Jeżeli przyjmiemy, że po przesunięciu śrub o 50 mm odległość od przeciwnego końca elementu wynosi $a_{3,c} = 285 \text{ mm}$ to warunek dla końca nieobciążonego elementu również jest spełniony: $285 \geq 64 \text{ mm}$.

Uwaga dotycząca długich śrub $\phi 22$

W węźle występują dodatkowe długie śruby o średnicy 22 mm, spinające analizowane połączenie z połączeniem górnym. Śruby te nie zostały przyjęte jako podstawowy mechanizm przenoszenia sił osiowych z niebieskich krzyżulców, ponieważ krzyżulce są elementami ściskаныmi i posiadają rzeczywisty docisk czołowy oraz czopy ustalające.

Długie śruby $\phi 22$ pełnią funkcję spinającą i stabilizującą. Dla ich rozmieszczenia należy jednak zachować minimalne odległości geometryczne odpowiednie dla średnicy 22 mm:

$$a_{1,min} = 5d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm}$$

$$a_{2,min} = 4d = 4 \cdot 22 = 88 \text{ mm}$$

$$a_{3,t,min} = \max(7d; 80\text{mm}) = \max(7 \cdot 22; 80\text{mm}) = 154 \text{ mm}$$

$$a_{3,c,min} = 4d = 4 \cdot 22 = 88 \text{ mm}$$

$$a_{4,c,min} = 3d = 3 \cdot 22 = 66 \text{ mm}$$

W przypadku krawędzi obciążonej należy przyjąć wymaganie zależne od kierunku działania siły; w niekorzystnym przypadku wartość ta może wynosić około 88.

Kontrola przekroju netto pasa dolnego w strefie śrub M16

Kontrolnie sprawdzono przekrój netto pasa dolnego przy założeniu osłabienia przekroju otworami pod śruby M16. Przyjęto konserwatywnie, że w jednym przekroju występują trzy otwory M16.

$$A_{net,pd} = (b_{pd} - 3d_{0,16}) \cdot h_{pd} = (260 - 3 \cdot 18) \cdot 260 = 53560 \text{ mm}^2$$

Napężenie ściskające w przekroju netto pasa dolnego:

$$\sigma_{c,0,d,net,pd} = \frac{N_{Ed,pd}}{A_{net,pd}} = \frac{496470}{53560} = 9,27 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek:

$$\sigma_{c,0,d,net,pd} \leq f_{c,0,d} = 9,27 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq 17,92 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Warunek wykorzystania przekroju netto

$$\eta_{net,pd} = \frac{9,27}{17,92} = 0,52$$

Przekrój netto pasa dolnego w strefie śrub M16 spełnia warunek nośności na ściskanie.

Kontrola blach stalowych

W połączeniu zastosowano dwie blachy stalowe po obu stronach elementów drewnianych. Blachy mają grubość 10 mm i kształt nieregularny dopasowany do geometrii węzła.

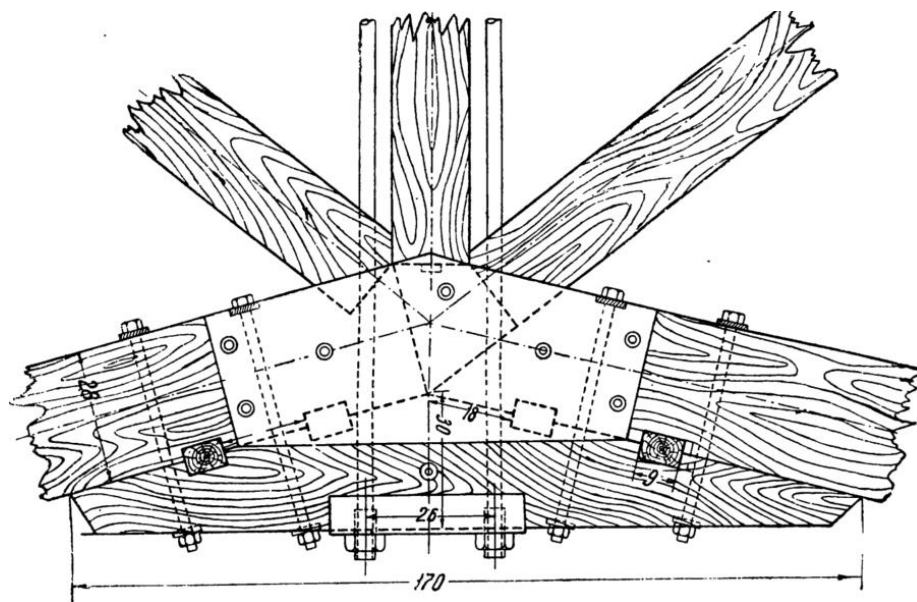
W przyjętym modelu pracy blachy nie są głównym elementem przenoszącym siły osiowe w pasie dolnym, krzyżulcach ani słupku. Siły te są ściskające i przekazywane są przez docisk czołowy elementów drewnianych oraz czopy. Blachy pełnią funkcję:

- stabilizującą,
- spinającą,
- zabezpieczającą przed rozwarciem połączenia,
- utrzymującą geometrię węzła,
- zapewniającą współpracę elementów w strefie węzła.

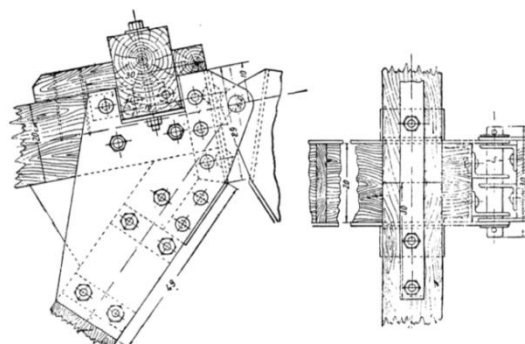
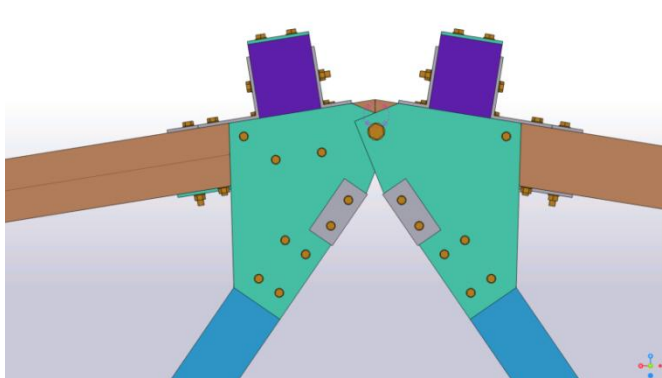
Ze względu na nieregularny kształt blachy pełne sprawdzenie przekroju netto należy odnieść do rzeczywistego przekroju krytycznego odczytanego z rysunku wykonawczego. W niniejszym sprawdzeniu nie przypisano blasze przenoszenia całej siły osiowej pasa dolnego, ponieważ byłoby to niezgodne z przyjętym modelem pracy połączenia.

Połączenie zostało zaprojektowane z zachowaniem wysokiego stopnia zgodności z charakterem rozwiązania historycznego, rozpoznanego na podstawie rosyjskiego opracowania technicznego [L1]. Niektóre elementy połączenia dostosowano jednak do wymagań współczesnego modelu obliczeniowego oraz zasad projektowania według aktualnych norm [N7].

Na rys. 5.79. przedstawiono układ oryginalnego połączenia pochodzący z rosyjskiego opracowania technicznego [L1]. Na rys. 5.80. pokazano zestawienie dwóch rozwiązań, czyli historycznego węzła oraz jego współczesnego odtworzenia.



Rys. 5.79. Oryginalne połączenie pasa dolnego z krzyżulcami i słupkami konstrukcji. Źródło: opracowanie techniczne [L1]



Rys. 5.80. Zestawienie połączeń kalenicowych - historycznego oraz współczesnego odtworzenia. Źródło: opracowanie własne

5.6.4. Założenia konstrukcyjne dla pozostałych połączeń

W niniejszym rozdziale szczegółowo zwymiarowano trzy główne połączenia konstrukcji łukowej hangaru, które uznano za reprezentatywne oraz istotne z punktu widzenia pracy statycznej ustroju. Obejmują one połączenie kalenicowe pasa górnego, połączenie podporowe łuku z kozłem oraz połączenie pasa dolnego z krzyżulcami i słupkiem. Dla tych węzłów wykonano sprawdzenia nośności elementów drewnianych, śrub, blach stalowych, czopów oraz podstawowych warunków geometrycznych rozmieszczenia łączników. Pozostałe

połączenia konstrukcji przyjęto konstrukcyjnie na podstawie materiałów archiwalnych przedstawionych w rosyjskim opracowaniu technicznym [L1], a także na podstawie dostępnych rysunków, schematów, fotografii historycznych oraz analizy powtarzalnych rozwiązań ciesielskich stosowanych w tego typu obiektach. W przypadku połączeń drugorzędnych nie wykonywano oddzielnych, szczegółowych obliczeń dla każdego węzła. Przyjęto natomiast rozwiązania analogiczne do połączeń zwymiarowanych szczegółowo, z zachowaniem zasad bezpiecznego kształtowania połączeń drewnianych. Podczas rekonstrukcji geometrii połączeń dążono do możliwie wiernego odtworzenia układu historycznego. W miejscach, w których dostępne materiały źródłowe nie pozwalały na jednoznaczne określenie wszystkich wymiarów, liczby łączników lub dokładnej geometrii detalu, przyjęto rozwiązania konstrukcyjne wynikające z analogii do powtarzających się węzłów opisanych w opracowaniu [L1]. Uwzględniono przy tym współczesny model obliczeniowy konstrukcji, przyjęte przekroje elementów oraz wymagania wykonawcze. W niektórych przypadkach dokładne odwzorowanie historycznego detalu nie było możliwe ze względu na różnice pomiędzy przekrojami elementów widocznymi w materiałach archiwalnych a przekrojami przyjętymi w modelu obliczeniowym. Dotyczyło to przede wszystkim miejsc, w których zwiększony przekrój elementu drewnianego wymagał korekty długości blach, położenia śrub, głębokości czopów lub wymiarów nakładek. W takich sytuacjach geometrię połączenia dostosowano w sposób konstrukcyjnie poprawny, zachowując jednocześnie charakter historycznego rozwiązania oraz czytelność pierwotnej zasady pracy węzła.

Przy kształtowaniu pozostałych połączeń przyjęto następujące zasady:

- siły ściskające w elementach drewnianych przekazywano w pierwszej kolejności przez docisk czołowy drewno-drewno,
- czopy traktowano głównie jako elementy ustalające, pozycjonujące i montażowe,
- blachy stalowe oraz śruby traktowano jako elementy spinające, stabilizujące i zabezpieczające geometrię węzła,
- węzły o podobnym układzie geometrycznym przyjmowano analogicznie do połączeń szczegółowo zwymiarowanych,
- rozmieszczenie śrub i nakładek dostosowywano do rzeczywistych wymiarów elementów oraz możliwości wykonawczych,
- zachowano ogólną zasadę historycznego kształtowania połączeń widoczną w materiałach źródłowych.

Takie podejście pozwoliło zachować zgodność modelu konstrukcyjnego z charakterem historycznej konstrukcji hangaru, przy jednoczesnym dostosowaniu detali do przyjętych przekrojów elementów i współczesnej interpretacji pracy statycznej węzłów. Pozostałe połączenia należy zatem traktować jako rozwiązania konstrukcyjne przyjęte na podstawie dokumentacji źródłowej oraz analogii projektowej. Trzy połączenia szczegółowo sprawdzone w niniejszym rozdziale stanowią natomiast podstawę oceny nośności i poprawności przyjętych rozwiązań węzłowych. Przyjęty sposób opracowania połączeń jest uzasadniony również ze względu na powtarzalność układu konstrukcyjnego hangaru. W wielu miejscach konstrukcji występują węzły o podobnym schemacie geometrycznym i zbliżonym charakterze pracy. Szczegółowe obliczenie każdego z nich prowadziłoby do powtarzania analogicznych procedur obliczeniowych, bez istotnego wpływu na końcową ocenę nośności całego ustroju. Z tego względu za właściwe uznano szczegółowe sprawdzenie węzłów reprezentatywnych, a dla pozostałych połączeń przyjęcie rozwiązań analogicznych, zgodnych z zasadami wynikającymi z przeprowadzonych obliczeń.

Podsumowując, pozostałe połączenia konstrukcji drewnianej hangaru zostały opracowane jako rozwiązania konstrukcyjne odtworzone na podstawie materiałów archiwalnych, analogii do połączeń szczegółowo zwymiarowanych oraz zasad współczesnego projektowania konstrukcji drewnianych. Zachowano przy tym podstawową logikę pracy historycznego ustroju, w której siły ściskające przekazywane są głównie przez docisk elementów drewnianych, natomiast blachy, śruby i czopy pełnią funkcję stabilizującą, spinającą i montażową.

5.7. Analiza porównawcza wariantu stalowego i drewnianego hangaru dla sterowców

Po przeprowadzeniu analizy oraz wymiarowania odtworzonego wariantu drewnianego hangaru zasadne było odniesienie uzyskanych wyników do wcześniejszego wariantu stalowego, opracowanego na etapie pierwszej rekonstrukcji obiektu. Porównanie obu rozwiązań pozwala ocenić wpływ przyjętego materiału konstrukcyjnego oraz sposobu ukształtowania ustroju nośnego na pracę statyczną wieloprzestrzennego hangaru dla sterowców. Analiza porównawcza nie ma na celu wskazania jednego, jednoznacznie lepszego rozwiązania konstrukcyjnego. Jej głównym zadaniem jest określenie różnic w zachowaniu dwóch wariantów tego samego obiektu: wariantu drewnianego, zgodnego z obecnym rozpoznaniem historycznym, oraz wariantu stalowego, stanowiącego wcześniejszą hipotezę rekonstrukcyjną i alternatywne rozwiązanie materiałowe. Oba modele odnoszą

się do tej samej funkcji użytkowej hangaru, zbliżonej geometrii ogólnej oraz porównywalnych warunków obciążeniowych, jednak różnią się materiałem, sztywnością elementów, sposobem pracy węzłów oraz charakterem układu nośnego.

Wariant drewniany należy traktować jako rozwiązanie historycznie właściwe, wynikające z analizy źródeł technicznych i rekonstrukcji układu konstrukcyjnego hangaru. Wariant stalowy pełni natomiast funkcję modelu porównawczego, pozwalającego ocenić, w jaki sposób zmiana materiału z drewna na stal wpływa na deformacje, rozkład sił wewnętrznych, stopień wykorzystania elementów oraz ogólną pracę przestrzenną konstrukcji.

W ramach niniejszego rozdziału porównano przede wszystkim:

- założenia materiałowo-konstrukcyjne obu wariantów,
- charakter pracy głównego układu nośnego,
- wartości i postać deformacji konstrukcji,
- rozkład sił wewnętrznych w wybranych elementach,
- stopnie wykorzystania nośności,
- zalety i ograniczenia obu rozwiązań z punktu widzenia rekonstrukcji historycznej oraz współczesnej oceny inżynierskiej.

Porównanie wykonano na podstawie wyników analiz numerycznych przeprowadzonych w programie RFEM 6. W obu przypadkach analizie poddano przestrzenny model konstrukcji, co pozwoliło uwzględnić współpracę głównych ram, elementów podłużnych, tężeń oraz układu podporowego. Dzięki temu ocena nie ogranicza się wyłącznie do pojedynczych elementów, lecz obejmuje zachowanie całego ustroju nośnego hangaru.

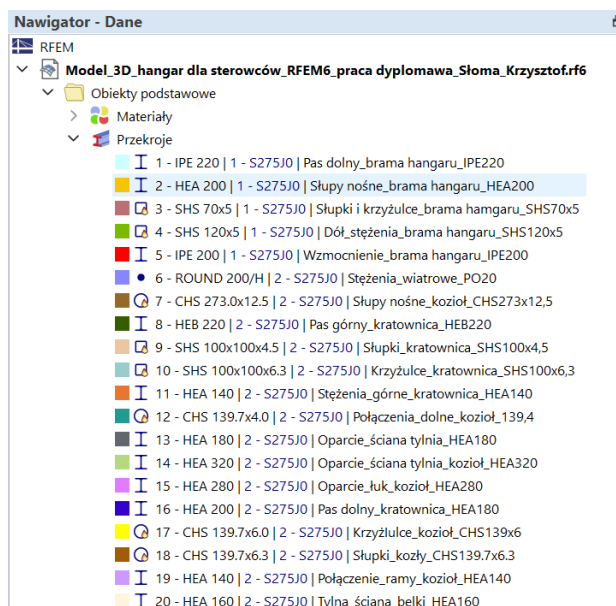
5.7.1. Cel i zakres analizy porównawczej

Celem analizy porównawczej było określenie wpływu materiału konstrukcyjnego na zachowanie wielkogabarytowego hangaru dla sterowców. Szczególną uwagę zwrócono na różnice pomiędzy drewnianym układem kratownicowo-łukowym a alternatywnym wariantem stalowym, który charakteryzuje się większą sztywnością materiałową oraz odmiennym sposobem kształtowania połączeń i elementów nośnych.

Wariant drewniany, analizowany w poprzednich podrozdziałach, opiera się na historycznie odtworzonym układzie konstrukcyjnym. Jego praca wynika z połączenia łukowych kratownic drewnianych, koźłów podporowych, płatwi dachowych, elementów poprzecznych oraz tężących. W konstrukcji tej istotną rolę odgrywa współpraca elementów drewnianych, podatność połączeń oraz smukłość poszczególnych prętów.

Wariant stalowy stanowi rozwiązanie alternatywne, w którym zachowano ogólną funkcję oraz zbliżoną geometrię obiektu, lecz zastosowano materiał o znacznie większym module sprężystości. Z tego względu można oczekiwać odmiennego rozkładu sił wewnętrznych oraz innego charakteru pracy przestrzennej konstrukcji. Ostateczne wartości deformacji zależą jednak nie tylko od właściwości materiału, lecz także od masy własnej, doboru przekrojów, sposobu przekazywania obciążeń oraz globalnej geometrii ustroju nośnego. Jednocześnie stalowy układ nośny posiada odmienny charakter pracy, ponieważ elementy stalowe mogą przenosić większe siły przy mniejszych przekrojach, a ich połączenia mogą być kształtowane jako bardziej sztywne niż w przypadku konstrukcji drewnianej. W analizowanym modelu stalowym nie przeprowadzono jednak pełnej optymalizacji układu jako niezależnej hali stalowej. Model ten zachowuje ogólną geometrię i logikę przestrzenną wariantu drewnianego, dlatego jego wyniki należy interpretować jako porównawcze, a nie jako wynik optymalnego projektu stalowego. Zakres porównania obejmuje przede wszystkim ocenę pracy globalnej konstrukcji. Analizie poddano nie tylko maksymalne wartości przemieszczeń i sił wewnętrznych, lecz również ogólną postać deformacji, sposób przekazywania obciążeń na podpory oraz miejsca koncentracji wyężenia. Takie podejście pozwala ocenić, czy różnice pomiędzy wariantem drewnianym i stalowym wynikają jedynie z parametrów materiałowych, czy również z odmiennej logiki pracy całego ustroju nośnego. Należy podkreślić, że wariant stalowy nie zastępuje w pracy wariantu drewnianego jako rekonstrukcji historycznej. Pełni on funkcję pomocniczą i porównawczą. Podstawowym wariantem rekonstrukcyjnym pozostaje konstrukcja drewniana, natomiast model stalowy pozwala lepiej zrozumieć wpływ materiału konstrukcyjnego na zachowanie obiektu o tej samej funkcji i zbliżonej geometrii.

W wariantcie stalowym przyjęto stal konstrukcyjną klasy S275J0. W modelu zastosowano typowe profile stalowe, takie jak kształtowniki dwuteowe, przekroje rurowe okrągłe oraz profile zamknięte prostokątne i kwadratowe. Dobór przekrojów wykonano w taki sposób, aby możliwie zachować pierwotny układ geometryczny elementów oraz ich położenie w przestrzeni modelu. Zestawienie przekrojów stalowych przyjętych w modelu porównawczym przedstawiono na rys. 5.81. Pozwala ono wskazać, że w konstrukcji stalowej zastosowano różne typy profili, dostosowane do funkcji poszczególnych elementów w przestrzennym układzie nośnym.



Rys. 5.81. Zestawienie przekrojów stalowych przyjętych w modelu porównawczym - stalowym. Źródło: opracowanie własne

Podstawowe założenia porównawcze zestawiono w tabeli 5.9.

Tabela 5.9. Porównanie podstawowych założeń wariantu drewnianego oraz stalowego

Cecha modelu	Wariant drewniany	Wariant stalowy
Materiał konstrukcyjny	Drewno klejone warstwowo GL28h	Stal S275J0
Geometria obiektu	Odtworzona na podstawie materiałów historycznych	Zachowana względem wariantu drewnianego
Schemat podparcia	Model przestrzenny RFEM 6	Taki sam jak w wariacie drewnianym
Zakres obciążeń	Obciążenia według przyjętych kombinacji normowych	Ten sam zakres obciążeń i kombinacji
Główny układ nośny	Drewniany układ łukowo-kratowy z kozłami podporowymi	Stalowy układ łukowo-kratowy z analogicznym schematem przestrzennym
Rola płatwi	Elementy nośne i usztywniające przekrycie	Elementy spinające i usztywniające układ stalowy
Sposób przekazywania obciążeń z dachu	Przez płatwie na główny układ kratownicowy	Głównie na ramy kratowe i pas górny konstrukcji

Istotną różnicą pomiędzy modelami był sposób wprowadzania i przekazywania części obciążeń z przekrycia dachowego. W wariancie drewnianym płatwie pracowały jako elementy nośne przekrycia, przenosząc obciążenia na główny układ kratownicowy. W wariancie stalowym obciążenia przypisano przede wszystkim do ram kratowych i pasa górnego, natomiast płatwie pełniły głównie funkcję elementów spinających oraz usztywniających całą konstrukcję.

Takie rozwiązanie wynikało z przyjętej logiki modelu stalowego. Konstrukcja stalowa, ze względu na większą sztywność materiału oraz możliwość kształtowania smukłych elementów prętowych, pracuje w odmienny sposób niż wariant drewniany. Nie zmienia to jednak faktu, że oba modele porównano przy zachowaniu tej samej formy obiektu, tego samego schematu podparcia oraz analogicznego zakresu oddziaływań.

5.7.2. Porównanie masy konstrukcji

Jedną z najbardziej wyraźnych różnic pomiędzy analizowanymi wariantami była masa konstrukcji. Masa modelu drewnianego wyniosła około:

$$m_d \approx 470 \text{ ton}$$

Natomiast masa modelu stalowego przekroczyła:

$$m_s \approx 1200 \text{ ton}$$

Stosunek masy wariantu stalowego do drewnianego wynosi w przybliżeniu:

$$\frac{m_s}{m_d} = \frac{1200}{470} = 2,55$$

Oznacza to, że analizowany wariant stalowy był około 2,5 raza cięższy od wariantu drewnianego. Poniżej przedstawiono tabelę 5.10. porównania mas wariantów modelu stalowego oraz drewnianego konstrukcji hangaru dla sterowców.

Tabela 5.10. Porównanie masy wariantu drewnianego oraz stalowego

Wariant konstrukcji	Przybliżona masa konstrukcji	Stosunek względem wariantu drewnianego
Konstrukcja drewniana	ok. 470 t	1,00
Konstrukcja stalowa	ponad 1200 t	ok. 2,55

Tak duża różnica masy nie oznacza, że każda konstrukcja stalowa tego typu musiałaby być cięższa od konstrukcji drewnianej. Wynika ona przede wszystkim z przyjętego charakteru modelu porównawczego. Wariant stalowy nie został zoptymalizowany jako niezależna, lekka

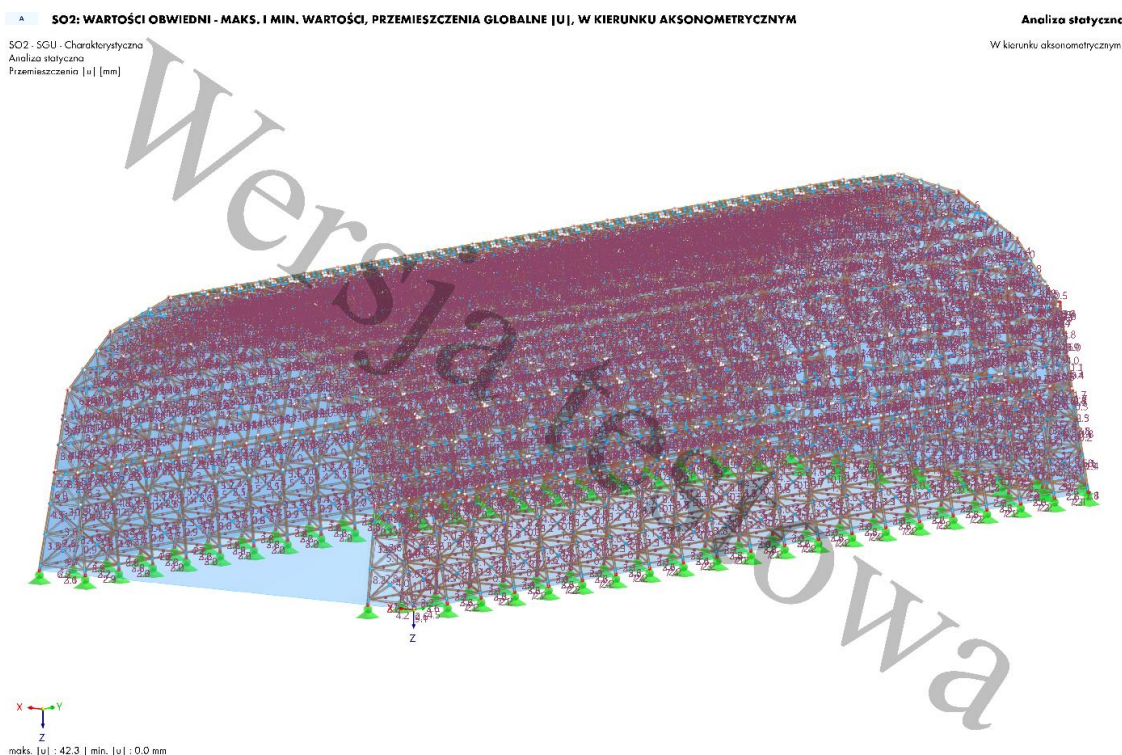
hala stalowa, lecz zachowywał geometrię, rozmieszczenie elementów i ogólną logikę przestrzenną wariantu drewnianego. Przekroje stalowe dobrano zatem nie wyłącznie pod kątem minimalizacji masy, ale również w celu zachowania porównywalnego charakteru gabarytowego konstrukcji. Z punktu widzenia interpretacji historycznej wynik ten jest szczególnie istotny. Pokazuje on, że drewniany wariant hangaru był rozwiązaniem racjonalnym materiałowo. Przy dużej dostępności drewna oraz ograniczeniach związanych ze stosowaniem stali w budownictwie wojskowym początku XX wieku konstrukcja drewniana pozwalała uzyskać wieloprzestrzenny układ nośny przy znacznie mniejszej masie własnej.

5.7.3. Porównanie deformacji globalnych konstrukcji

Kolejnym etapem analizy było porównanie deformacji globalnych obu wariantów. W przypadku konstrukcji drewnianej maksymalne przemieszczenie globalne głównego układu nośnego wyniosło:

$$u_{max,d} = 42,30 \text{ mm}$$

Postać deformacji globalnej modelu drewnianego przedstawiono na rys. 5.82. Widoczna jest praca całego układu przestrzennego, obejmującego główne ramy łukowo-kratowe, koźły podporowe oraz elementy podłużne.

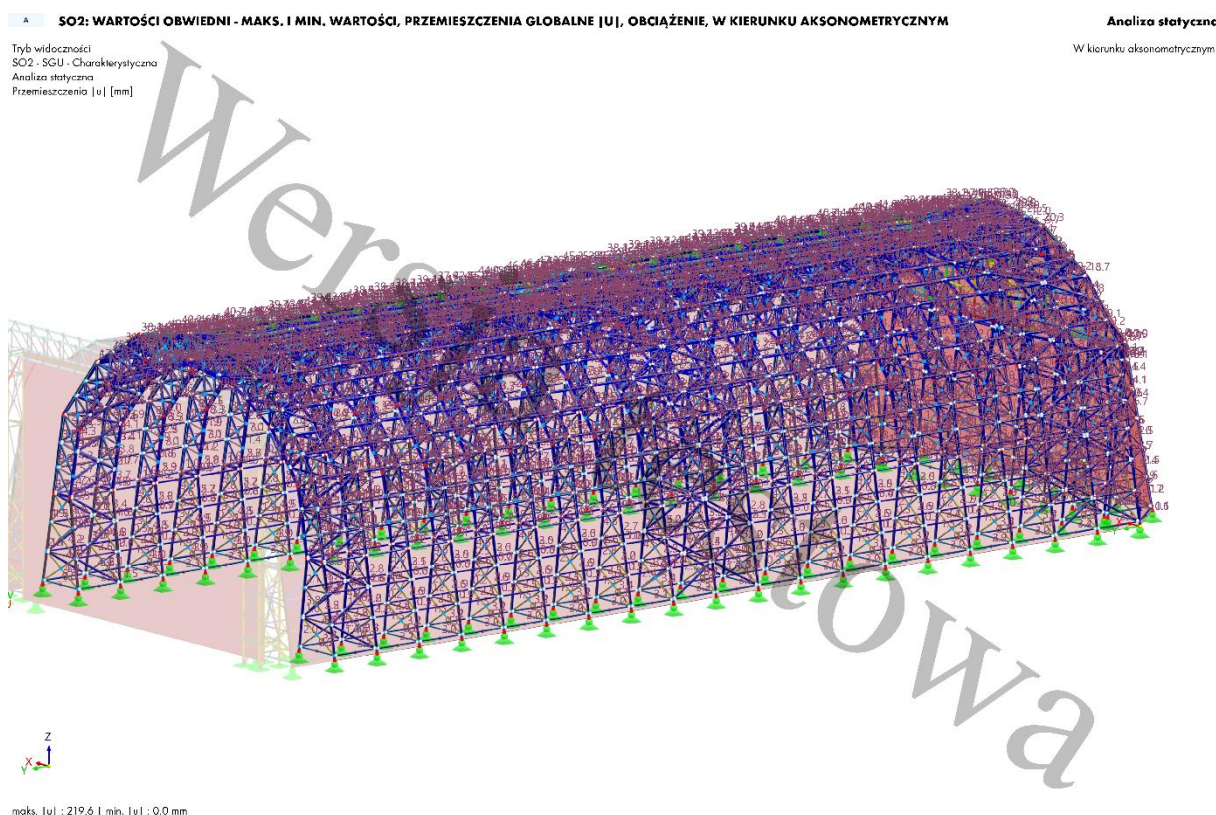


Rys. 5.82. Deformacja globalna wariantu drewnianego. Źródło: opracowanie własne

Dla porównania w wariancie stalowym maksymalne przemieszczenie globalne wyniosło:

$$u_{max,s} = 219,60 \text{ mm}$$

Analogiczną postać deformacji dla wariantu stalowego przedstawiono na rys. 5.83. Wartość maksymalnego przemieszczenia jest w tym przypadku większa niż w modelu drewnianym, co wynika z przyjętego charakteru modelu porównawczego oraz znacznie większej masy własnej konstrukcji stalowej.



Rys. 5.83. Deformacja globalna wariantu stalowego hangaru. Źródło: opracowanie własne

Różnica pomiędzy wartościami przemieszczeń wynosi:

$$\Delta u = 219,60 - 42,30 = 177,30 \text{ mm}$$

Natomiast stosunek przemieszczenia wariantu stalowego do drewnianego wynosi:

$$\frac{u_{max,s}}{u_{max,d}} = \frac{219,60}{42,30} = 5,19$$

Oznacza to, że w analizowanym modelu porównawczym wariant stalowy wykazuje około 5,2 razy większe przemieszczenia globalne niż wariant drewniany.

Wynik ten należy interpretować w kontekście przyjętych założeń modelu porównawczego. Nie oznacza on, że stal jako materiał jest mniej sztywna od drewna. Przeciwnie, stal charakteryzuje się znacznie większym modułem sprężystości. Uzyskane większe przemieszczenia wariantu stalowego wynikają z pracy całego układu konstrukcyjnego, jego

znacznie większej masy własnej, przyjętego sposobu przekazywania obciążeń, doboru przekrojów oraz faktu, że model stalowy nie był optymalizowany jako niezależna, lekka hala stalowa. Wariant stalowy został opracowany jako model porównawczy zachowujący geometrię oraz zasadniczą logikę przestrzenną historycznego układu drewnianego. W konsekwencji jego praca globalna zależy nie tylko od właściwości materiału, lecz również od rozmieszczenia elementów, długości prętów, schematu usztywnienia oraz sposobu pracy ram kratowych. Otrzymane wyniki pokazują, że sama zmiana materiału na stal nie prowadzi automatycznie do korzystniejszej pracy całej konstrukcji, jeżeli nie towarzyszy jej pełna optymalizacja układu nośnego.

5.7.4. Porównanie sił wewnętrznych w wariancie stalowym

Analiza sił wewnętrznych w wariancie stalowym wykazała, że największe wartości występują przede wszystkim w głównych elementach ram kratowych oraz w rejonie podpór. Dla całego modelu stalowego uzyskano następujące ekstremalne wartości sił wewnętrznych:

$$N_{max} = 423,14 \text{ kN},$$

$$N_{min} = -1258,38 \text{ kN},$$

$$M_{y,max} = 185,43 \text{ kNm},$$

$$M_{y,min} = -141,41 \text{ kNm},$$

$$M_{z,max} = 57,16 \text{ kNm},$$

$$M_{z,min} = -68,28 \text{ kNm},$$

$$V_{y,max} = 84,36 \text{ kN},$$

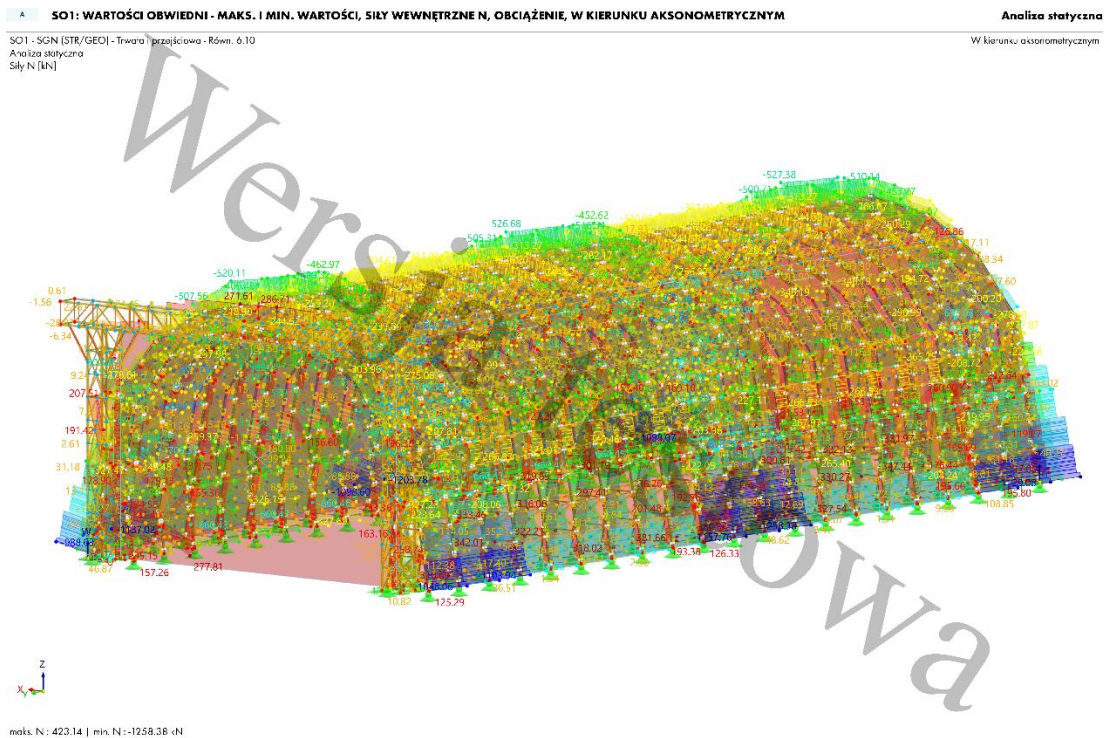
$$V_{y,min} = -94,55 \text{ kN},$$

$$V_{z,max} = 107,53 \text{ kN},$$

$$V_{z,min} = -375,64 \text{ kN},$$

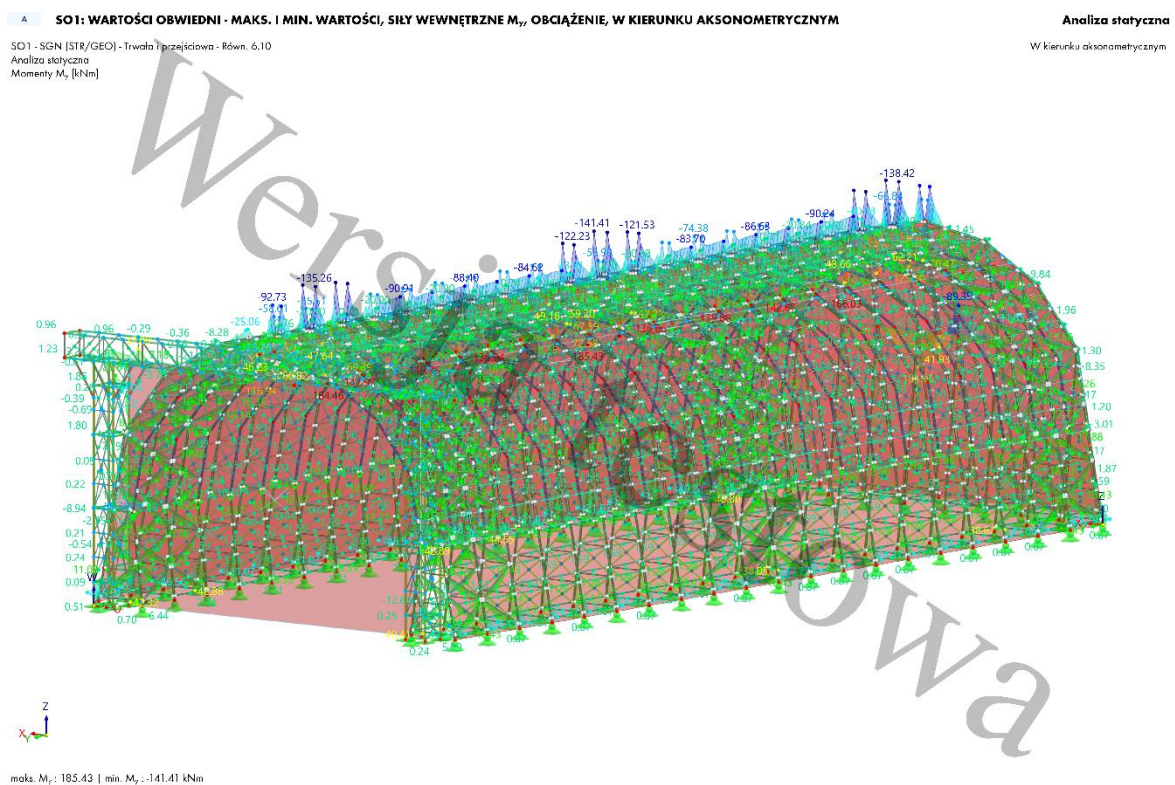
Rozkład sił osiowych w całym modelu stalowym przedstawiono na rys. 5.84. Największe wartości sił ściskających występują w głównych elementach ram kratowych oraz w strefach przekazywania obciążeń na układ podporowy.

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU



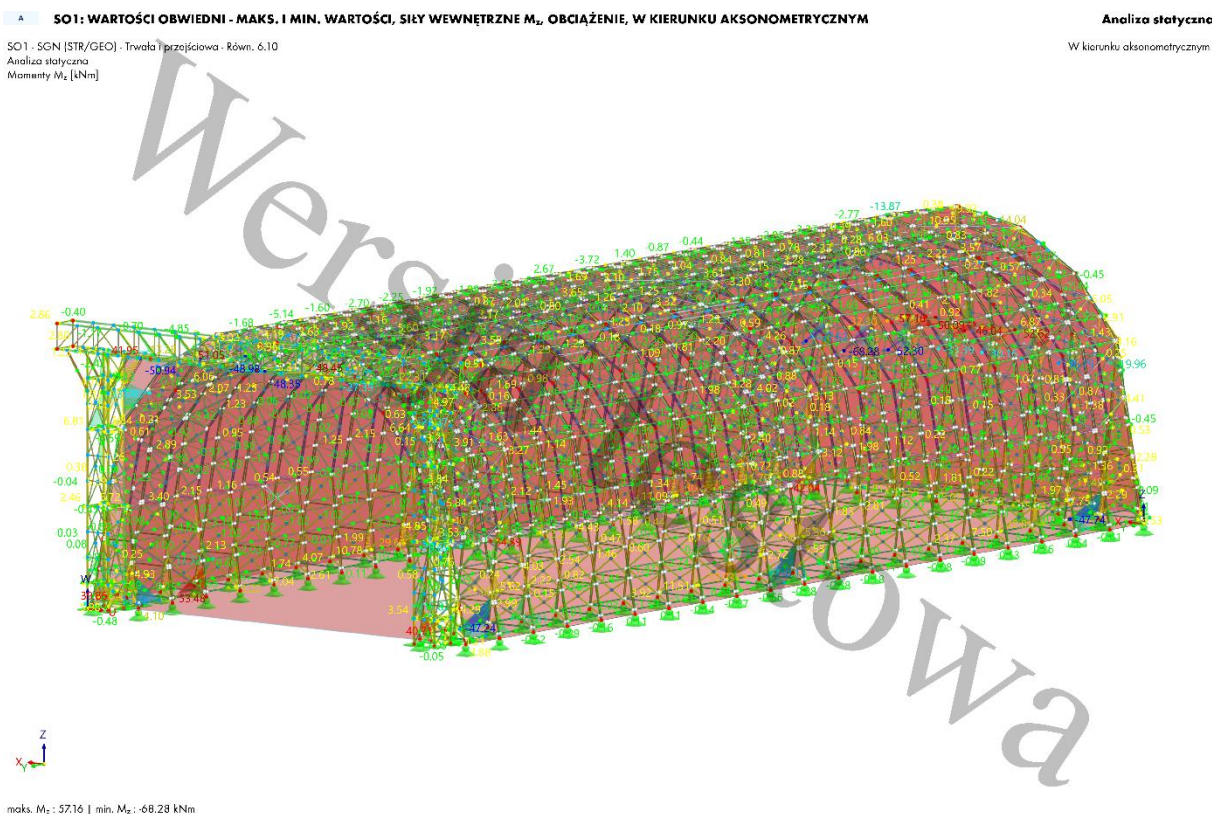
Rys. 5.84. Rozkład sił osiowych N w wariancie stalowym. Źródło: opracowanie własne

Rozkład momentów zginających M_y w wariancie stalowym pokazano na rys. 5.85. Wartości momentów wskazują, że oprócz pracy osiowej elementów kratownicowych w konstrukcji występuje również istotne zginanie wybranych prętów głównego układu nośnego.



Rys. 5.85. Rozkład momentów zginających M_y w wariancie stalowym. Źródło: opracowanie własne

Rozkład momentów zginających M_z przedstawiono na rys. 5.86. Wartości te są mniejsze niż w przypadku momentów M_y , jednak pozwalają ocenić przestrzenny charakter pracy konstrukcji stalowej.



Rys. 5.86. Rozkład momentów zginających M_z w całym modelu stalowym. Źródło: opracowanie własne

Rozkłady sił tnących V_y oraz V_z w całym modelu stalowym przedstawiono odpowiednio na rys. 5.87 i rys. 5.88. Siły te mają znaczenie pomocnicze względem dominującej pracy osiowej i zginania, jednak pozwalają uzupełnić ocenę przestrzennej pracy konstrukcji stalowej.

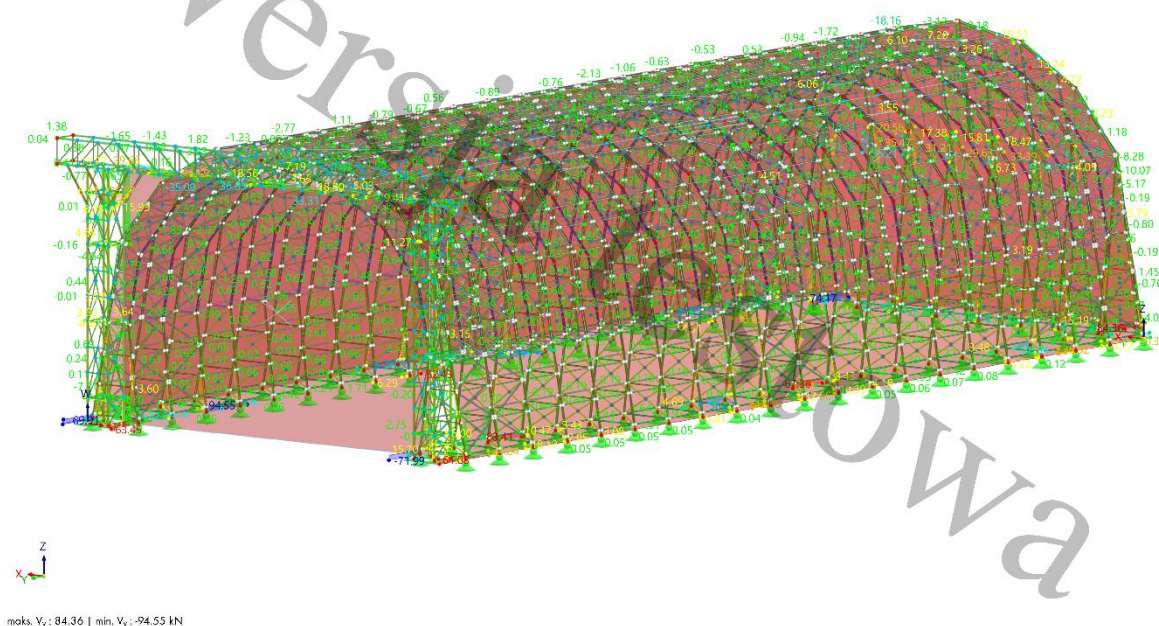
ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU

A SO1: WARTOŚCI OBWIEDNI - MAKS. I MIN. WARTOŚCI, SIŁY WEWNĘTRZNE V_y , OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

Analiza statyczna

SO1 - SGN [STR/GEO] - Trwała i prząciowa - Równ. 6.10
Analiza statyczna
Siły V_y [kN]

W kierunku aksonometrycznym



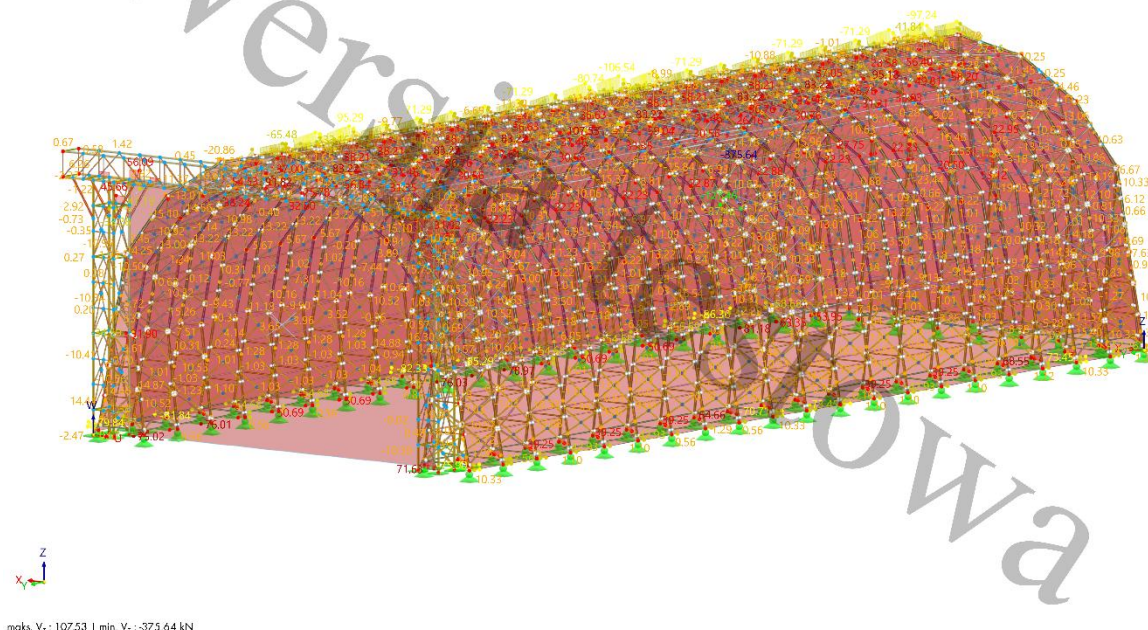
Rys. 5.87. Rozkład sił tnących V_y w wariancie stalowym hangaru.
Źródło: opracowanie własne

A SO1: WARTOŚCI OBWIEDNI - MAKS. I MIN. WARTOŚCI, SIŁY WEWNĘTRZNE V_z , OBCIĄŻENIE, W KIERUNKU AKSONOMETRYCZNYM

Analiza statyczna

SO1 - SGN [STR/GEO] - Trwała i prząciowa - Równ. 6.10
Analiza statyczna
Siły V_z [kN]

W kierunku aksonometrycznym



Rys. 5.88. Rozkład sił tnących V_z w wariancie stalowym hangaru. Źródło: opracowanie
własne

Największe siły osiowe w wariancie stalowym mają charakter ściskający. Jest to zgodne z oczekiwaną pracą łukowo-kratowego układu nośnego, w którym obciążenia pionowe oraz poziome prowadzą do powstawania znacznych sił osiowych w pasach kratownic i elementach podporowych. Wartość minimalna siły osiowej wynosząca:

$$N_{min} = -1258,38 \text{ kN}$$

wskazuje, że w konstrukcji stalowej występują znaczne siły ściskające, szczególnie w elementach głównego układu przenoszącego obciążenia z przekrycia na podpory.

Dla pojedynczej ramy stalowej uzyskano następujące wartości ekstremalne:

$$N_{max} = 233,34 \text{ kN},$$

$$N_{min} = -1094,35 \text{ kN},$$

$$M_{y,max} = 153,11 \text{ kNm},$$

$$M_{y,min} = -135,26 \text{ kNm},$$

$$M_{z,max} = 18 \text{ kNm},$$

$$M_{z,min} = -14,34 \text{ kNm},$$

$$V_{y,max} = 24,84 \text{ kN},$$

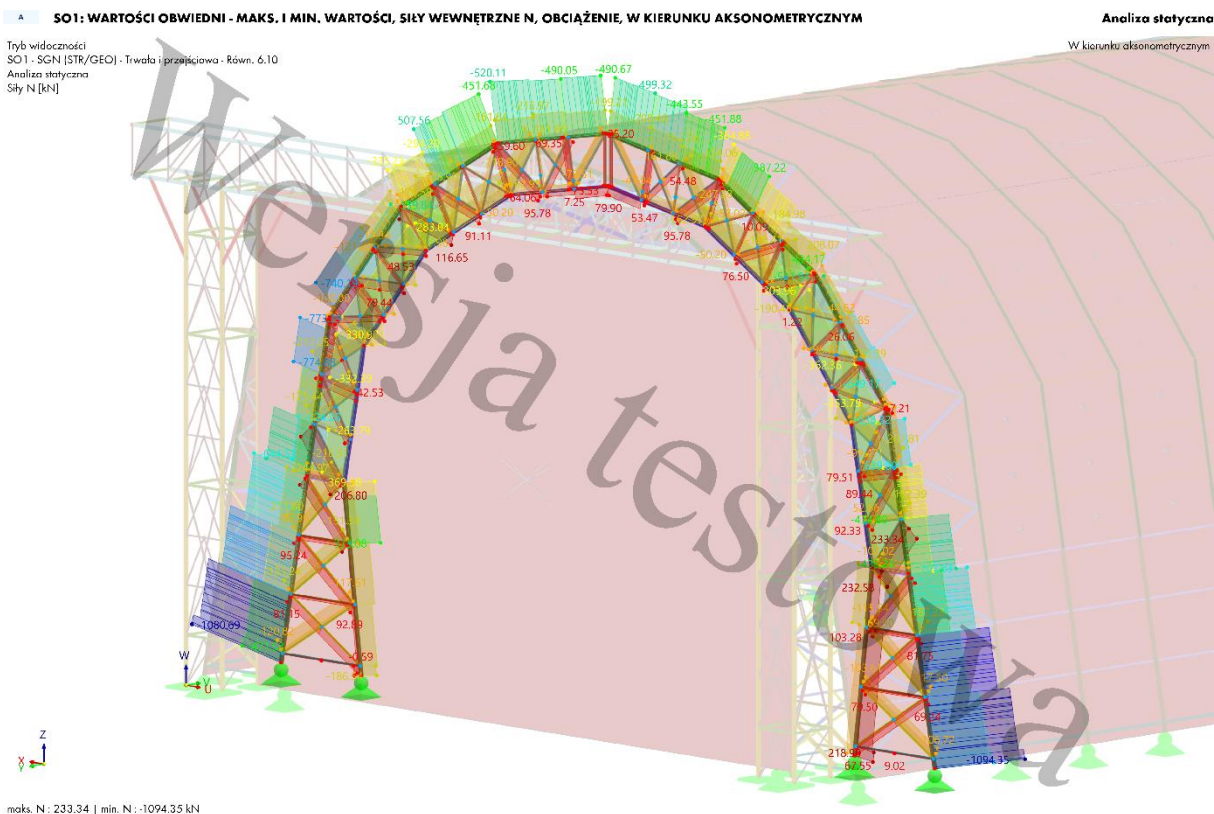
$$V_{y,min} = -32,29 \text{ kN},$$

$$V_{z,max} = 91,82 \text{ kN},$$

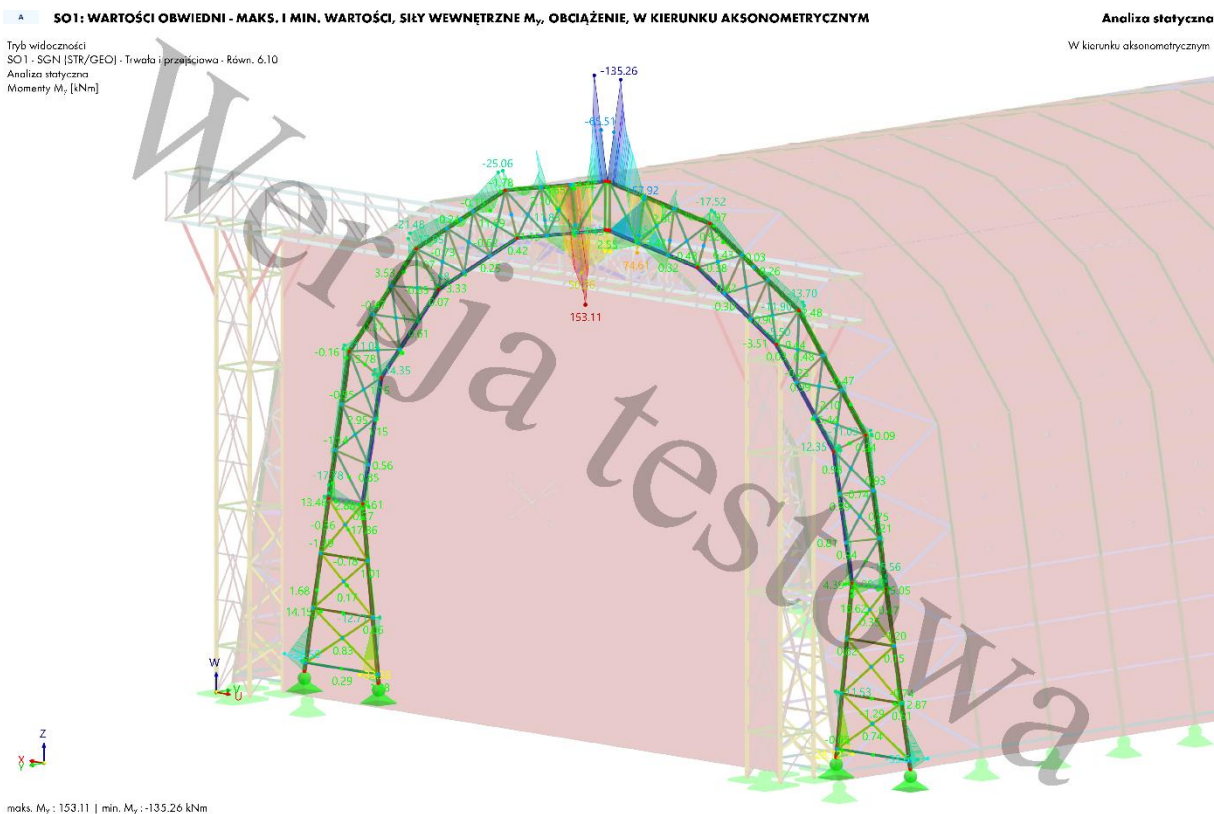
$$V_{z,min} = -94,15 \text{ kN},$$

W celu dokładniejszej interpretacji pracy głównego układu nośnego przeanalizowano również pojedynczą ramę stalową. Rozkłady sił wewnętrznych w tej ramie przedstawiono na rys. 5.89–5.93. Pozwalają one wskazać, że zasadnicza praca konstrukcji koncentruje się w układzie ramowo-kratowym, natomiast elementy podłużne i płatwie pełnią głównie funkcję spinającą oraz usztywniającą.

ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU

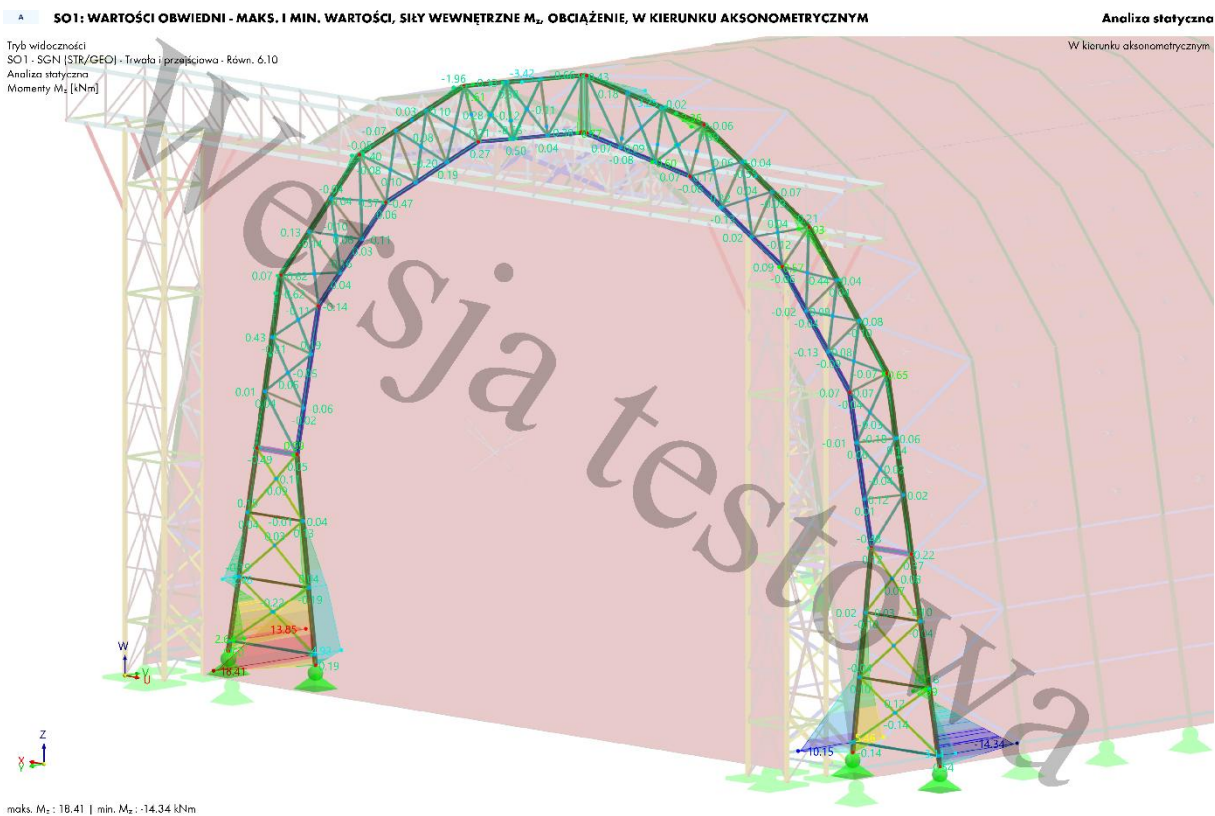


Rys. 5.89. Rozkład sił osiowych N w pojedynczej ramie stalowej. Źródło: opracowanie własne

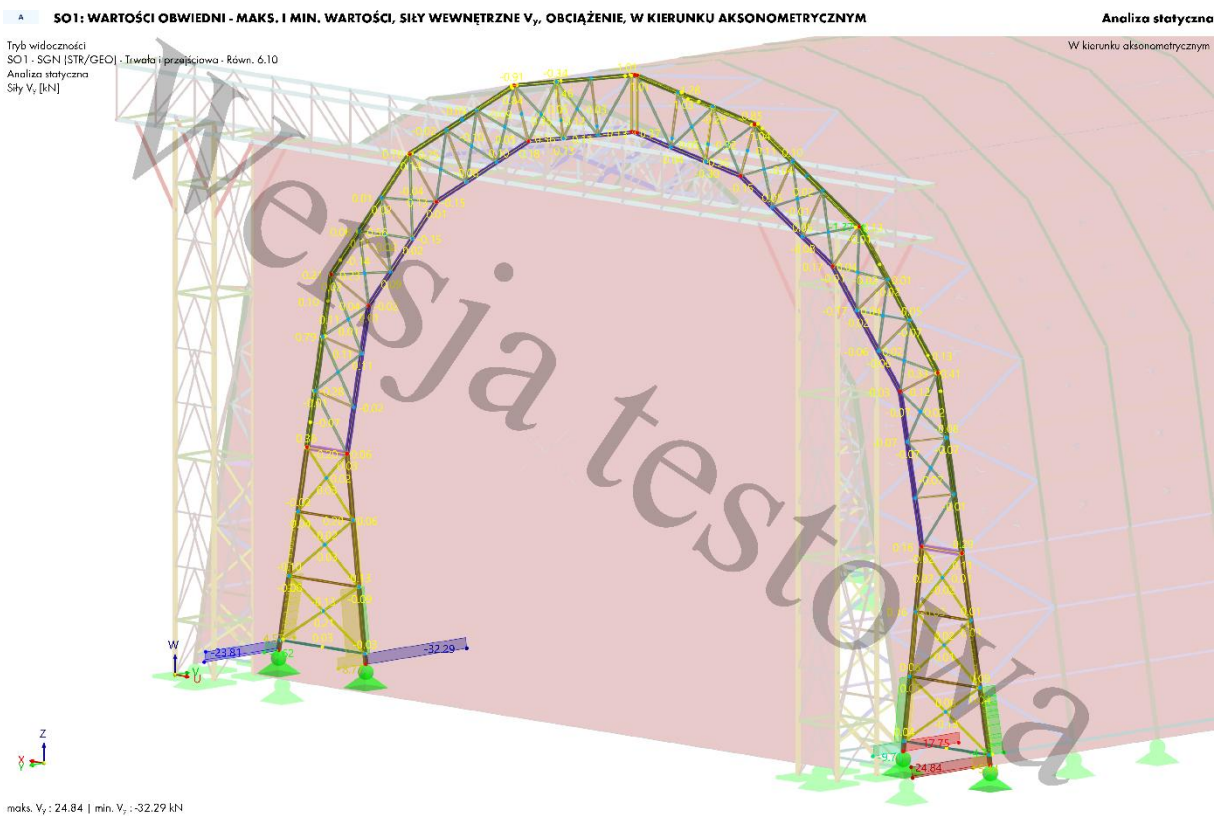


Rys. 5.90. Rozkład momentów zginających M_y w pojedynczej ramie stalowej. Źródło: opracowanie własne

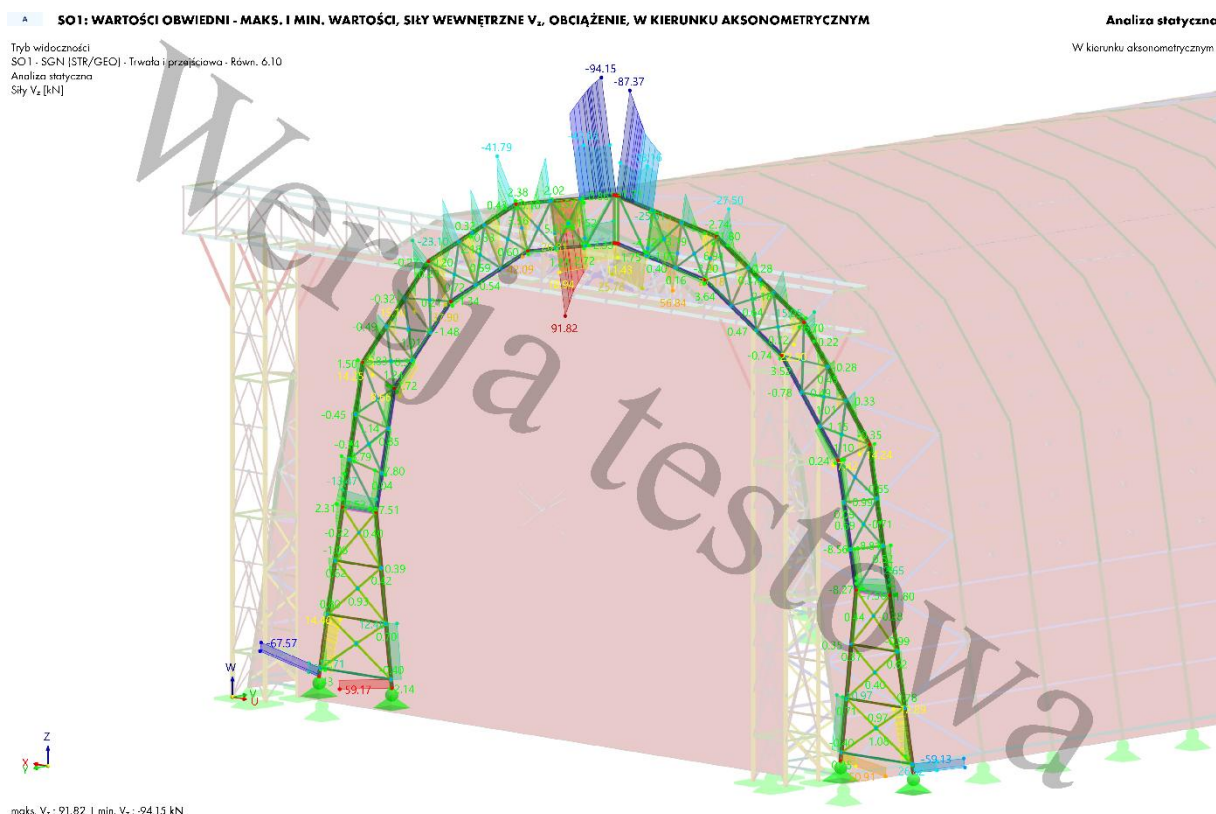
ANALIZA KONSTRUKCJI WOJSKOWEGO HANGARU DLA STEROWCÓW Z OKRESU I WOJNY ŚWIATOWEJ STACJONUJĄCYCH NA HISTORYCZNYCH TERENACH MIASTA BIAŁEGOSTOKU



Rys. 5.91. Rozkład momentów zginających M_z w pojedynczej ramie stalowej hangaru.
Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.92. Rozkład sił tnących V_y w pojedynczej ramie stalowej. Źródło: opracowanie własne



Rys. 5.93. Rozkład sił tnących V_z w pojedynczej ramie stalowej hangaru dla sterowców.
Źródło: opracowanie własne

Porównanie wyników dla całego modelu oraz pojedynczej ramy potwierdza, że w wariancie stalowym główna praca konstrukcji koncentruje się w układach ramowo-kratowych. Elementy podłużne oraz płatwie pełnią przede wszystkim funkcję spinającą, stabilizującą oraz usztywniającą, natomiast zasadniczy przepływ sił odbywa się przez ramy główne i ich układ podporowy. Wariant stalowy wykazuje zatem bardziej bezpośredni sposób przekazywania obciążeń na główne ramy kratowe. Wariant drewniany, ze względu na inną rolę płatwi oraz elementów współpracujących, charakteryzuje się bardziej rozproszonym przepływem obciążeń przez układ podłużny i poprzeczny.

5.7.5. Porównanie reakcji podporowych

Ze względu na znacznie większą masę wariantu stalowego szczególnie istotne było porównanie reakcji podporowych. Dla modelu stalowego uzyskano następujące wartości ekstremalne:

$$P_{x,max} = 307,60 \text{ kN},$$

$$P_{x,min} = -300,82 \text{ kN},$$

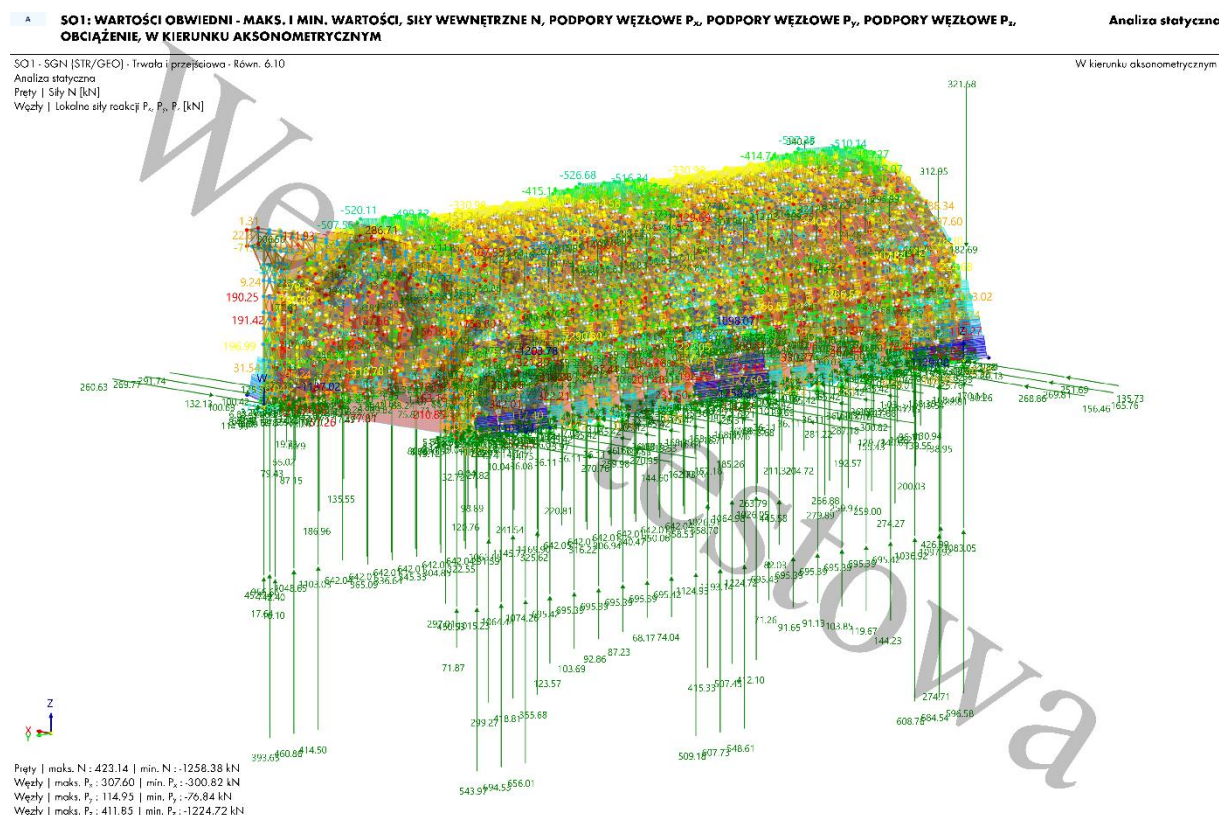
$$P_{y,max} = 114,95 \text{ kN},$$

$$P_{y,min} = -76,84 \text{ kN},$$

$$P_{z,max} = 411,85 \text{ kN},$$

$$P_{z,min} = -1224,72 \text{ kN},$$

Rozkład reakcji podporowych w modelu stalowym przedstawiono na rys. 5.94. Widoczne wartości potwierdzają, że największe oddziaływania przekazywane są na podpory w kierunku pionowym, co jest bezpośrednio związane ze znaczną masą własną wariantu stalowego.



Rys. 5.94. Reakcje podporowe w modelu stalowym hangaru dla sterowców. Źródło: opracowanie własne

Największe wartości reakcji podporowych występują w kierunku pionowym. Wynika to przede wszystkim ze znacznej masy własnej konstrukcji stalowej oraz ze sposobu przekazywania obciążeń przez główne ramy kratowe. Wartość: $P_{z,min} = -1224,72 \text{ kN}$ wskazuje na bardzo duże obciążenie przekazywane lokalnie na podpory.

W porównaniu z wariantem drewnianym konstrukcja stalowa generuje większe obciążenia fundamentów, co jest bezpośrednią konsekwencją jej większej masy własnej. Oznacza to, że zastosowanie wariantu stalowego, mimo potencjalnie korzystnych właściwości materiałowych stali, wiązałoby się z koniecznością bardziej wymagającego rozwiązania fundamentów oraz większymi siłami przekazywanymi na podłoże.

Z punktu widzenia rekonstrukcji historycznej stanowi to ważny argument przemawiający za racjonalnością konstrukcji drewnianej. Lżejszy układ drewniany powodował mniejsze reakcje pionowe, a tym samym mniejsze wymagania wobec fundamentów i podłoża gruntowego. W przypadku obiektu wojskowego początku XX wieku, realizowanego w warunkach ograniczeń materiałowych i logistycznych, miało to istotne znaczenie praktyczne.

5.7.6. Wnioski z analizy porównawczej

Przeprowadzona analiza porównawcza wykazała, że oba warianty konstrukcji zachowują zbliżoną ogólną logikę przestrzenną, wynikającą z przyjętej geometrii hangaru oraz łukowo-kratowego charakteru ustroju nośnego. Różnice pomiędzy nimi wynikają przede wszystkim z właściwości materiałowych, masy własnej oraz sposobu przekazywania obciążeń przez elementy dachu i główne ramy konstrukcyjne.

W zakresie deformacji globalnych korzystniejszy wynik uzyskano dla wariantu drewnianego. Maksymalne przemieszczenie konstrukcji drewnianej wyniosło około:

$$u_{max,d} = 42,30 \text{ mm}$$

Natomiast w wariancie stalowym wartość ta wyniosła około:

$$u_{max,s} = 219,6 \text{ mm}$$

Oznacza to, że analizowany wariant stalowy wykazywał większe przemieszczenia globalne. Wynik ten nie powinien być interpretowany jako ogólna przewaga drewna nad stalą pod względem sztywności materiałowej, lecz jako konsekwencja przyjętego modelu porównawczego. Konstrukcja stalowa zachowywała historyczną geometrię i układ przestrzenny wariantu drewnianego, nie była optymalizowana jako niezależna hala stalowa, a jej masa własna była ponad dwukrotnie większa.

Jednocześnie wariant stalowy okazał się znacznie cięższy. Masa modelu stalowego przekroczyła 1200 t, podczas gdy masa modelu drewnianego wyniosła około 470 t. Wariant stalowy był więc około 2,5 raza cięższy od drewnianego. W konsekwencji generował również znaczne reakcje podporowe, zwłaszcza w kierunku pionowym.

Wynik ten należy interpretować w kontekście przyjętej metody porównania. Wariant stalowy nie był projektowany jako niezależna, zoptymalizowana konstrukcja stalowa, lecz jako model zachowujący możliwie zbliżoną geometrię oraz układ przestrzenny wariantu drewnianego. Dlatego jego większa masa i większe przemieszczenia wynikają nie tylko z właściwości materiału, lecz również z zachowania gabarytowej i przestrzennej logiki historycznego układu drewnianego. Analiza potwierdziła, że wariant drewniany stanowił rozwiązanie racjonalne pod

względem masy, deformacji oraz sposobu pracy konstrukcji. Drewniany układ łukowo-kratowy pozwalał uzyskać dużą rozpiętość i znaczną kubaturę hangaru przy relatywnie niewielkiej masie własnej. Z kolei wariant stalowy, mimo zastosowania materiału o większym module sprężystości, w przyjętym modelu porównawczym nie wykazał korzystniejszej pracy globalnej, ponieważ był znacznie cięższy i nie został zoptymalizowany jako odrębna konstrukcja stalowa. Na podstawie przeprowadzonego porównania można stwierdzić, że zastosowanie drewna w historycznym hangarze było uzasadnione zarówno względami materiałowymi, jak i konstrukcyjnymi. Drewno pozwalało uzyskać lekki, wieloprzestrzenny układ nośny, możliwy do wykonania przy wykorzystaniu dostępnych materiałów i technologii początku XX wieku. Wariant stalowy pełni w pracy funkcję porównawczą i pokazuje, że sama zmiana materiału na stal nie prowadzi automatycznie do korzystniejszego rozwiązania, jeżeli nie zostanie przeprowadzona pełna optymalizacja geometrii, przekrojów oraz schematu pracy konstrukcji. Ostatecznie analiza porównawcza wzmacnia wniosek, że drewniana rekonstrukcja hangaru jest nie tylko zgodna z materiałami historycznymi, lecz również technicznie uzasadniona. Wariant stalowy nie stanowi rozwiązania jednoznacznie korzystniejszego. Pokazuje natomiast, jak silnie wybór materiału, masa własna, schemat przekazywania obciążeń oraz sposób kształtowania przekrojów wpływają na globalną pracę konstrukcji, jej deformacje oraz siły przekazywane na fundamenty.

5.7.7. Szacunkowe porównanie kosztów wykonania wariantu drewnianego i stalowego

Uzupełnieniem analizy masy konstrukcji, deformacji globalnych oraz sił wewnętrznych jest orientacyjne porównanie kosztów wykonania wariantu drewnianego i stalowego. Zestawienie to nie stanowi pełnego kosztorysu inwestorskiego ani wykonawczego. Jego celem jest jedynie określenie przybliżonej skali różnic ekonomicznych pomiędzy analizowanymi wariantami konstrukcyjnymi. Porównanie wykonano na podstawie mas uzyskanych z modeli numerycznych oraz dostępnych cen materiałów i usług budowlanych. Podstawą obliczeń były masy konstrukcji przyjęte w analizie porównawczej. Masa wariantu drewnianego wyniosła około 470 t, natomiast masa wariantu stalowego przekroczyła 1200 t. Oznacza to, że analizowany model stalowy był około 2,5 raza cięższy od wariantu drewnianego. Różnica ta ma istotne znaczenie nie tylko z punktu widzenia pracy statycznej konstrukcji i wartości reakcji podporowych, lecz również z punktu widzenia kosztów wykonania, transportu oraz montażu.

Dla wariantu drewnianego przyjęto, że główny ustrój nośny wykonany jest z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h. Przy średniej gęstości drewna klejonego przyjętej w pracy na poziomie około 460 kg/m^3 objętość konstrukcji drewnianej można oszacować następująco:

$$V_d = \frac{470\,000}{460} \approx 1022 \text{ m}^3$$

Orientacyjne ceny drewna klejonego BSH dostępne w źródłach branżowych [S6], [S7], wskazują, że koszt materiału zależy od klasy wytrzymałości, przekroju, długości elementów, jakości wizualnej oraz producenta. Do uproszczonego porównania przyjęto zakres cenowy od około $2900 \text{ zł netto/m}^3$ do około $5080 \text{ zł netto/m}^3$. Górna wartość odpowiada przeliczeniu przykładowej ceny $6250 \text{ zł brutto/m}^3$ na wartość netto. Na tej podstawie koszt samego materiału drewnianego można oszacować następująco:

$$K_{d,mat} = 1022 \cdot (2900 - 5080) \approx 2,96 - 5,19 \text{ mln zł netto}$$

Do kosztu materiału należy doliczyć koszt montażu konstrukcji z drewna klejonego. W źródłach branżowych podawane są orientacyjne koszty montażu dźwigarów i elementów z drewna klejonego [S10] na poziomie około 1559 zł/m^3 . Przy przyjętej objętości konstrukcji drewnianej koszt montażu można oszacować następująco:

$$K_d = 1022 \cdot 1559 \approx 1,59 \text{ mln zł}$$

Łączny orientacyjny koszt materiału i montażu głównej konstrukcji drewnianej można więc oszacować na poziomie:

$$K_d \approx 4,55 - 6,78 \text{ mln zł netto}$$

Wartość ta obejmuje jedynie uproszczone zestawienie kosztu głównego ustroju nośnego. Nie uwzględnia ona pełnego kosztu fundamentów, obudowy, robót ziemnych, transportu ponadgabarytowego, zabezpieczeń ogniowych, detali połączeń, instalacji ani kosztów projektowych. Należy ją traktować jako wartość orientacyjną, służącą do porównania skali kosztów obu wariantów konstrukcji hangaru.

Dla wariantu stalowego przyjęto masę konstrukcji przekraczającą 1200 t . Dostępne źródła branżowe wskazują, że cena stali konstrukcyjnej S235/S355 może wynosić około $3180\text{--}3540 \text{ zł/t netto}$ [S8], [S9]. Przy tej wartości koszt samego materiału stalowego można oszacować następująco:

$$K_{s,mat} = 1200 \cdot (3180 - 3540) \approx 3,82 - 4,25 \text{ mln zł netto}$$

Sama cena materiału nie oddaje jednak rzeczywistego kosztu wykonania konstrukcji stalowej. W przypadku konstrukcji stalowych duże znaczenie mają koszty prefabrykacji, cięcia, spawania, wiercenia, zabezpieczenia antykorozyjnego, transportu, montażu oraz późniejsza

kontrola jakości. W źródłach branżowych orientacyjny koszt wykonania 1kg konstrukcji stalowej [S9] podawany jest na poziomie około 9,00 – 18,50 zł netto/kg. Do analizowanego wariantu stalowego daje to:

$$K_s = 1200000 \cdot (9,00 - 18,50) \approx 10,80 - 22,20 \text{ mln zł netto}$$

Zestawienie orientacyjnych kosztów wykonania obu konstrukcji przedstawiono w tabeli 5.11.

Tabela 5.11. Orientacyjne porównanie kosztów wykonania wariantów drewnianego i stalowego

Wariant konstrukcji	Podstawa obliczeń	Przyjęta cena jednostkowa	Szacunkowy koszt
Konstrukcja drewniana — materiał	ok. 1022 m ³	2900–5080 zł/m ³ netto	ok. 2,96–5,19 mln zł netto
Konstrukcja drewniana — montaż	ok. 1022 m ³	ok. 1559 zł/m ³	ok. 1,59 mln zł
Konstrukcja drewniana — razem	materiał + montaż	—	ok. 4,55–6,78 mln zł netto
Konstrukcja stalowa — sam materiał	ok. 1200 t	3180–3540 zł/t netto	ok. 3,82–4,25 mln zł netto
Konstrukcja stalowa — wykonanie konstrukcji	ok. 1 200 000 kg	9,00–18,50 zł/kg netto	ok. 10,8–22,2 mln zł netto

Na podstawie powyższego zestawienia można zauważyć, że porównanie wyłącznie ceny materiału nie pokazuje pełnej różnicy pomiędzy wariantami. Sam koszt zakupu stali konstrukcyjnej może być zbliżony do kosztu materiału drewnianego, jednak w przypadku konstrukcji stalowej istotną część całkowitego kosztu stanowią procesy prefabrykacji, obróbki, zabezpieczenia antykorozyjnego, transportu i montażu. Z tego względu rzeczywisty koszt wykonania konstrukcji stalowej należy rozpatrywać nie tylko przez pryzmat ceny materiału, lecz także przez koszty przygotowania elementów do wbudowania.

W przyjętym zakresie analizy wariant stalowy jest wyraźnie cięższy od wariantu drewnianego. Większa masa konstrukcji wpływa na wzrost kosztów transportu, pracy sprzętu montażowego, organizacji montażu oraz wymagań wobec fundamentów. Z kolei wariant drewniany, mimo

zastosowania drewna klejonego warstwowo, charakteryzuje się mniejszą masą własną i korzystniejszym stosunkiem masy do uzyskanej rozpiętości oraz kubatury obiektu.

Wyniki porównania wskazują, że drewniany wariant konstrukcji był w przyjętym modelu rozwiązaniem korzystnym nie tylko pod względem zgodności z materiałami historycznymi i mniejszej masy własnej, lecz również z punktu widzenia orientacyjnych kosztów wykonania głównego ustroju nośnego. Wariant stalowy, ze względu na znacznie większą masę oraz większy zakres prac prefabrykacyjnych i montażowych, wiązałby się z wyższymi kosztami realizacji. W tym kontekście wybór drewna jako podstawowego materiału konstrukcyjnego można uznać za rozwiązanie racjonalne zarówno z perspektywy historycznej, konstrukcyjnej, jak i ekonomicznej.

5.8. Odniesienie wyników obliczeń do pozyskanych materiałów historycznych

Przeprowadzone analizy numeryczne oraz obliczenia sprawdzające pozwalają odnieść odtworzony model konstrukcji hangaru do materiałów historycznych, które stanowiły podstawę rekonstrukcji obiektu. Szczególne znaczenie ma w tym przypadku zestawienie wyników współczesnej analizy statyczno-wytrzymałościowej z historyczną logiką projektowania dużych drewnianych hangarów dla sterowców. Celem niniejszego podrozdziału nie jest jedynie sprawdzenie zgodności wymiarów elementów z wartościami przyjętymi w modelu, lecz przede wszystkim ocena, czy odtworzony układ konstrukcyjny można uznać za spójny z rozwiązaniami stosowanymi na początku XX wieku.

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że zasadnicza koncepcja konstrukcyjna hangaru znajduje potwierdzenie zarówno w materiałach źródłowych, jak i w wynikach analizy numerycznej. Odtworzony układ łukowo-kratowy, oparty na współpracy głównych kratownic, koźłów podporowych, płatwi dachowych, elementów tężących oraz połączeń wzmacnianych elementami stalowymi, odpowiada zasadom kształtowania wielkogabarytowych konstrukcji drewnianych stosowanych w obiektach wojskowych i hangarowych tego okresu. Konstrukcja nie pracuje jako zbiór niezależnych elementów, lecz jako przestrzenny układ nośny, w którym istotne znaczenie ma wzajemna współpraca ram poprzecznych, elementów podłużnych oraz układu usztywniającego.

Wyniki obliczeń potwierdzają, że historyczna koncepcja konstrukcji była inżyniersko uzasadniona. Przyjęty schemat nośny umożliwia skuteczne przekazywanie obciążeń pionowych i poziomych na podpory, a główne elementy konstrukcyjne pracują zgodnie z oczekiwanym charakterem statycznym. Pasy kratownic, słupy, krzyżulce oraz elementy

usztywniające wykazują logiczny rozkład sił wewnętrznych, wynikający z geometrii ustroju oraz sposobu podparcia. Szczegółowe obliczenia wybranych elementów potwierdziły również, że podstawowe założenia konstrukcyjne przyjęte w rekonstrukcji są poprawne z punktu widzenia współczesnej mechaniki konstrukcji.

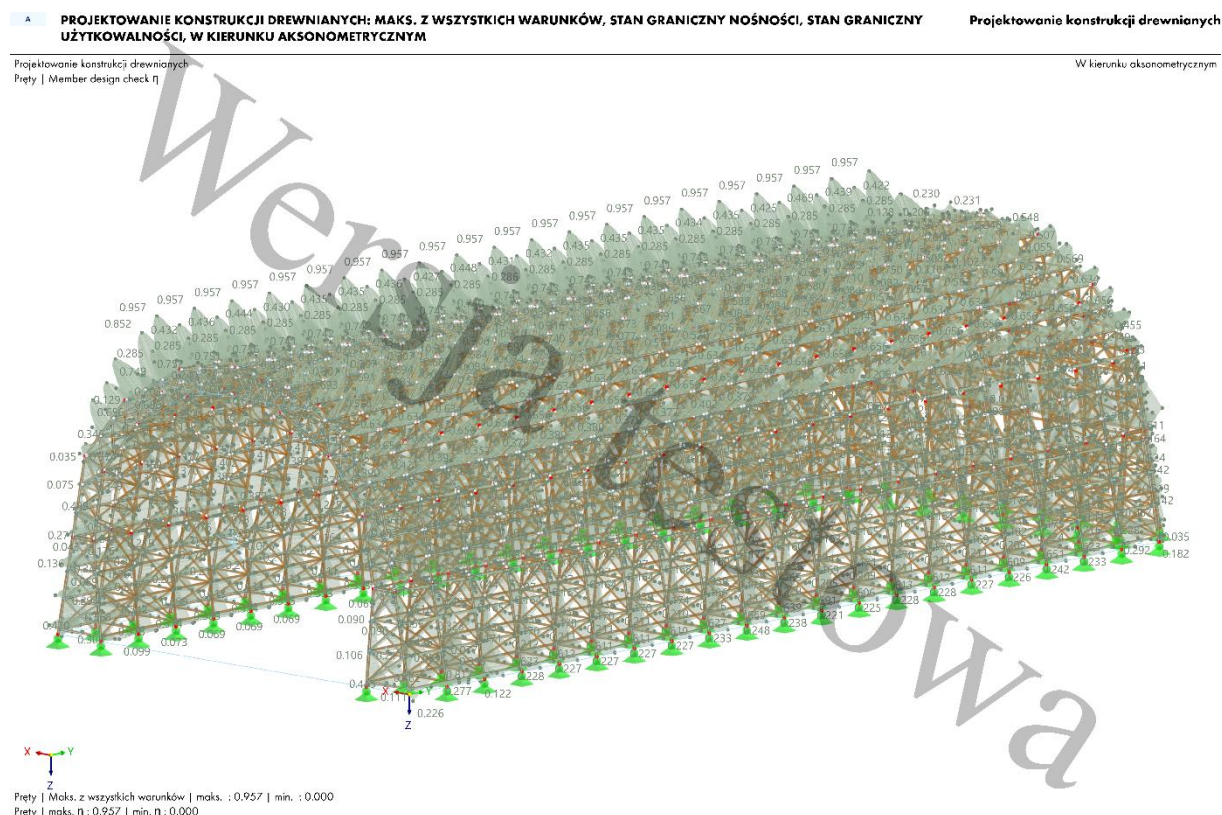
Jednocześnie należy podkreślić, że wyniki uzyskane według współczesnych norm projektowych nie mogą być interpretowane jako bezpośrednia ocena historycznych decyzji projektowych. Konstrukcja pierwotna powstawała w innych warunkach normowych, materiałowych i wykonawczych. Dawni projektanci posługiwali się odmienną filozofią bezpieczeństwa, innymi wartościami obciążeń oraz uproszczonymi metodami obliczeniowymi. Współczesne normy wprowadzają bardziej rygorystyczne zasady oceny nośności i użyteczności, w tym współczynniki częściowe, kombinacje oddziaływań, wymagania dotyczące stateczności, ugięć oraz pracy połączeń. Z tego względu ewentualne niespełnienie wybranych warunków przez elementy w pierwotnych przekrojach nie oznacza błędu historycznego rozwiązania, lecz wskazuje na różnicę pomiędzy dawną i współczesną metodą oceny bezpieczeństwa konstrukcji.

Najbardziej wyraźnym przykładem tej różnicy są płatownie dachowe. W układzie historycznym elementy te mogły być projektowane przede wszystkim ze względu na nośność przy przyjętych wówczas obciążeniach i uproszczonych kryteriach oceny. W analizie współczesnej okazały się jednak elementem najbardziej newralgicznym, głównie ze względu na ugięcia oraz zginanie dwukierunkowe czyli złożone stany naprężeniowe. Zwiększenie ich przekroju do wartości przyjętej w końcowym wariantcie modelu nie stanowi zaprzeczenia historycznej koncepcji konstrukcji, lecz jest konsekwencją dostosowania odtworzonego układu do wymagań współczesnych norm projektowych.

Odmienny charakter wykazały główne elementy kratownic łukowych oraz koźłów podporowych. W ich przypadku decydujące znaczenie miały przede wszystkim ściskanie, zginanie dwukierunkowe oraz stateczność elementów smukłych. Wyniki obliczeń pokazały, że układ konstrukcyjny posiada czytelną i racjonalną ścieżkę przekazywania sił. Elementy ściskane wymagają kontroli wyboczenia, natomiast elementy rozciągane pracują z wyraźnym zapasem nośności. Taki rozkład pracy jest zgodny z oczekiwanym zachowaniem konstrukcji kratownicowej i potwierdza poprawność przyjętego modelu rekonstrukcyjnego.

Istotnym wnioskiem płynącym z analizy jest również znaczenie modelu przestrzennego. W przypadku tak dużego obiektu uproszczona analiza pojedynczych ram lub płaskich układów konstrukcyjnych nie pozwala w pełni ocenić pracy całego hangaru. Dopiero model 3D

umożliwia uwzględnienie współpracy płatwi, tężeń, elementów podłużnych, koźłów podporowych oraz połączeń. Jest to szczególnie ważne przy interpretacji materiałów historycznych, które często przedstawiają konstrukcję w sposób schematyczny i nie opisują wszystkich mechanizmów przestrzennego przekazywania obciążeń. Globalną ocenę pracy przestrzennego modelu konstrukcji drewnianej przedstawiono na rys.5.95.

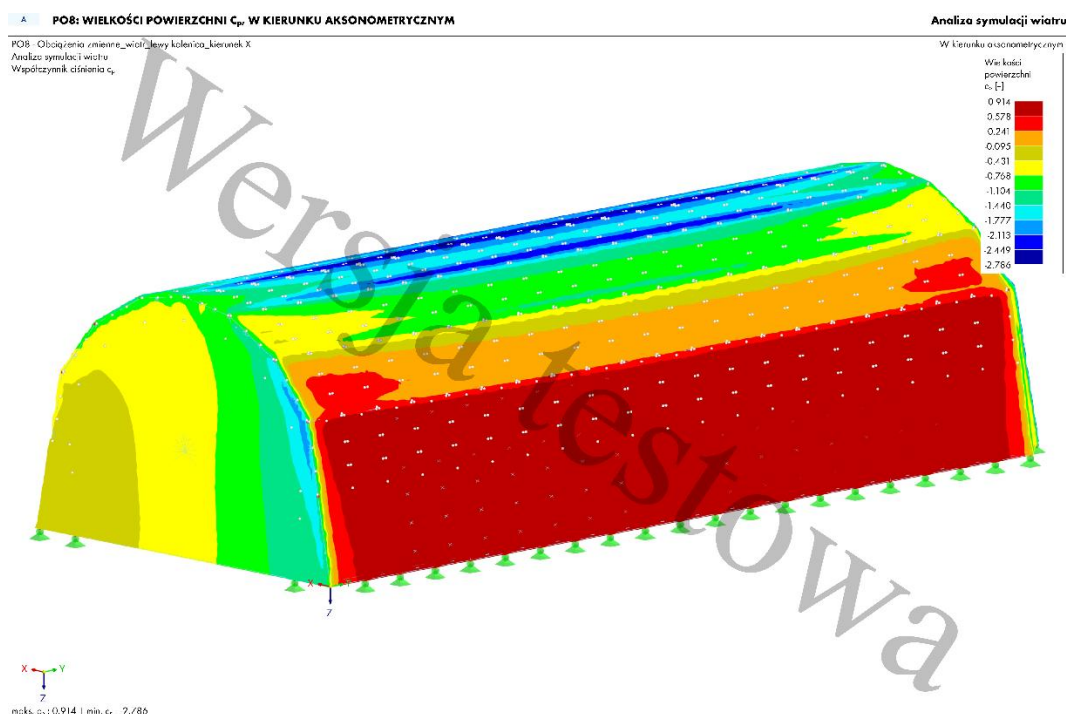


Rys. 5.95. Globalna ocena pracy przestrzennego modelu konstrukcji drewnianej hangaru.
Źródło: opracowanie własne.

Na rys. 5.95. przedstawiono globalną ocenę pracy przestrzennego modelu konstrukcji drewnianej. Wyniki te potwierdzają, że ocena nośności hangaru nie może być ograniczona wyłącznie do pojedynczego układu poprzecznego. O pracy konstrukcji decyduje współdziałanie całego ustroju, obejmującego główne ramy łukowo-kratowe, elementy podłużne, płatwie, tężenia oraz układ podporowy.

Istotnym uzupełnieniem współczesnej oceny konstrukcji była również analiza oddziaływania wiatru przeprowadzona w programie RWIND. Jej zastosowanie było szczególnie uzasadnione ze względu na nietypową geometrię hangaru, obejmującą pochyle ściany boczne, łukowe przekrycie oraz dużą wysokość i długość obiektu. W przypadku takiej bryły klasyczna procedura normowa, oparta na podziale elewacji i połaci dachowej na strefy obciążenia, pozwala określić wartości projektowe oddziaływań, lecz nie oddaje w pełni lokalnych zjawisk aerodynamicznych występujących wokół obiektu.

Analiza wykonana w cyfrowym tunelu aerodynamicznym umożliwiła rozpoznanie rzeczywistego charakteru opływu powietrza wokół odtworzonej bryły hangaru, w tym stref zwiększonego parcia, ssania oraz zaburzeń przepływu w rejonie łukowego przekrycia i ścian bocznych. Wyniki uzyskane w RWIND nie zastępują procedury normowej, lecz stanowią jej rozwinięcie i pozwalają lepiej zinterpretować wpływ wiatru na konstrukcję o historycznie nietypowej formie geometrycznej. Przykładowy rozkład współczynnika ciśnienia C_p uzyskany w analizie RWIND przedstawiono na rys.5.96.



Rys. 5.96. Rozkład współczynnika ciśnienia C_p na powierzchni hangaru uzyskany w analizie RWIND. Źródło: opracowanie własne.

Na rys. 5.94 przedstawiono przykładowy rozkład współczynnika ciśnienia C_p uzyskany w analizie RWIND. Wyniki te wskazują na zróżnicowany charakter oddziaływania wiatru na powierzchnię hangaru, szczególnie w rejonie łukowego przekrycia, ścian bocznych oraz stref krawędziowych. Z punktu widzenia interpretacji materiałów historycznych jest to szczególnie istotne, ponieważ hangary dla sterowców od początku projektowano jako obiekty silnie związane z oddziaływaniem wiatru. Wiatr wpływał nie tylko na obciążenia konstrukcji, lecz także na sposób użytkowania obiektu, bezpieczeństwo wprowadzania i wyprowadzania sterowca oraz ogólną lokalizację i orientację hangaru w terenie.

Zastosowanie analizy CFD pozwala więc współcześnie potwierdzić, że zagadnienie oddziaływania wiatru było jednym z kluczowych problemów konstrukcyjnych i eksploatacyjnych tego typu budowli. Wyniki analizy aerodynamicznej wzmacniają tym samym wniosek, że ocena tak dużej i nietypowej konstrukcji nie powinna ograniczać

się do uproszczonych schematów płaskich ani wyłącznie do klasycznego przyłożenia obciążeń normowych. Dopiero połączenie modelu przestrzennego RFEM 6, współczesnych kombinacji normowych oraz dodatkowej analizy aerodynamicznej RWIND pozwala uzyskać pełniejszy obraz pracy konstrukcji pod wpływem oddziaływań klimatycznych.

Zestawienie najważniejszych wniosków wynikających z odniesienia obliczeń do materiałów historycznych przedstawiono w tabeli 5.12.

Tabela 5.12. Zestawienie najważniejszych wniosków z odniesienia wyników obliczeń do materiałów historycznych

Analizowany aspekt	Wniosek z materiałów historycznych	Wniosek z obliczeń współczesnych
Układ konstrukcyjny	Hangar oparty na drewnianym układzie łukowo-kratowym	Model 3D potwierdza racjonalną pracę przestrzenną układu
Materiał konstrukcyjny	Drewno jako podstawowy materiał nośny, z elementami stalowymi w połączeniach	Konstrukcja drewniana spełnia wymagania po dostosowaniu wybranych przekrojów
Płatwie dachowe	Elementy przekrycia współpracujące z głównym układem nośnym	Elementy najbardziej wrażliwe ze względu na ugięcia i zginanie dwukierunkowe
Kratownice łukowe	Główny układ przenoszenia obciążeń	Praca zgodna z charakterem układu kratownicowego, istotna stateczność elementów ściskanych
Kozły podporowe	Elementy dolnego układu nośnego przekazujące obciążenia na podpory	Elementy wymagające kontroli ściskania, zginania i stateczności
Połączenia	Węzły wzmacniane elementami stalowymi	Konieczna szczegółowa analiza docisku, śrub i elementów blaszanych
Oddziaływanie wiatru	Jeden z kluczowych problemów eksploatacyjnych hangarów sterowcowych	Analiza RWIND potwierdza złożony charakter opływu i lokalne strefy parcia oraz ssania
Ocena normowa	Projektowanie według historycznych założeń i uproszczonych metod	Współczesna ocena wymaga pełnej analizy SGN, SGU, stateczności i połączeń

Odniesienie wyników obliczeń do materiałów historycznych pozwala sformułować dwa równoległe wnioski. Po pierwsze, odtworzona drewniana konstrukcja hangaru jest zgodna z historyczną logiką projektowania tego typu obiektów i stanowi technicznie uzasadnioną rekonstrukcję układu nośnego. Po drugie, jej ocena według współczesnych norm wymaga

uwzględnienia bardziej rygorystycznych warunków nośności, stateczności i użytkowości, co prowadzi do konieczności korekty wybranych przekrojów oraz szczegółowej analizy połączeń.

Na tej podstawie można stwierdzić, że wyniki obliczeń nie podważają wiarygodności historycznej rekonstrukcji, lecz ją uzupełniają. Pokazują, które elementy konstrukcji mogły pracować w sposób bezpieczny w warunkach historycznych, a które przy współczesnej ocenie wymagają zwiększonej uwagi projektowej. Tym samym analiza numeryczna pełni w pracy podwójną funkcję: weryfikuje nośność odtworzonego układu oraz pozwala lepiej zrozumieć zasady projektowania wielkogabarytowych konstrukcji drewnianych stosowanych w budownictwie hangarowym początku XX wieku.

Ostatecznie przeprowadzone obliczenia potwierdzają, że drewniany wariant hangaru nie był rozwiązaniem przypadkowym ani materiałowo nieuzasadnionym. Był racjonalną odpowiedzią na możliwości techniczne, materiałowe i organizacyjne swojej epoki. Współczesna analiza wykonana w środowisku RFEM 6 oraz uzupełniona o ocenę aerodynamiczną RWIND pozwala wykazać, że historyczny układ konstrukcyjny posiadał logiczną ścieżkę przekazywania obciążeń, a jego ewentualne dostosowanie do obecnych wymagań normowych polega przede wszystkim na zwiększeniu bezpieczeństwa wybranych elementów, a nie na zmianie samej idei konstrukcyjnej.

6. Model 3D konstrukcji, dokumentacja i wnioski

Ostatni rozdział pracy stanowi podsumowanie przeprowadzonych działań projektowych, obliczeniowych i rekonstrukcyjnych. Obejmuje on opis końcowego modelu przestrzennego hangaru oraz dokumentacji rysunkowej, a także syntetyczne wnioski wynikające z analizy historycznej, numerycznej i porównawczej. Rozdział ten zamyka cały proces badawczy, którego celem było możliwie wierne odtworzenie konstrukcji wojskowego hangaru dla sterowców w Lesie Pietrasze oraz sprawdzenie jej pracy według współczesnych metod obliczeniowych.

W poprzednich rozdziałach przedstawiono kolejno podstawy historyczne rekonstrukcji, założenia obliczeniowe, warianty modeli numerycznych, ocenę pracy konstrukcji, wymiarowanie głównych elementów drewnianych, analizę połączeń oraz porównanie wariantu drewnianego ze stalowym. Na tej podstawie możliwe było opracowanie końcowego modelu przestrzennego, który łączy dane historyczne z wynikami współczesnej analizy inżynierskiej.

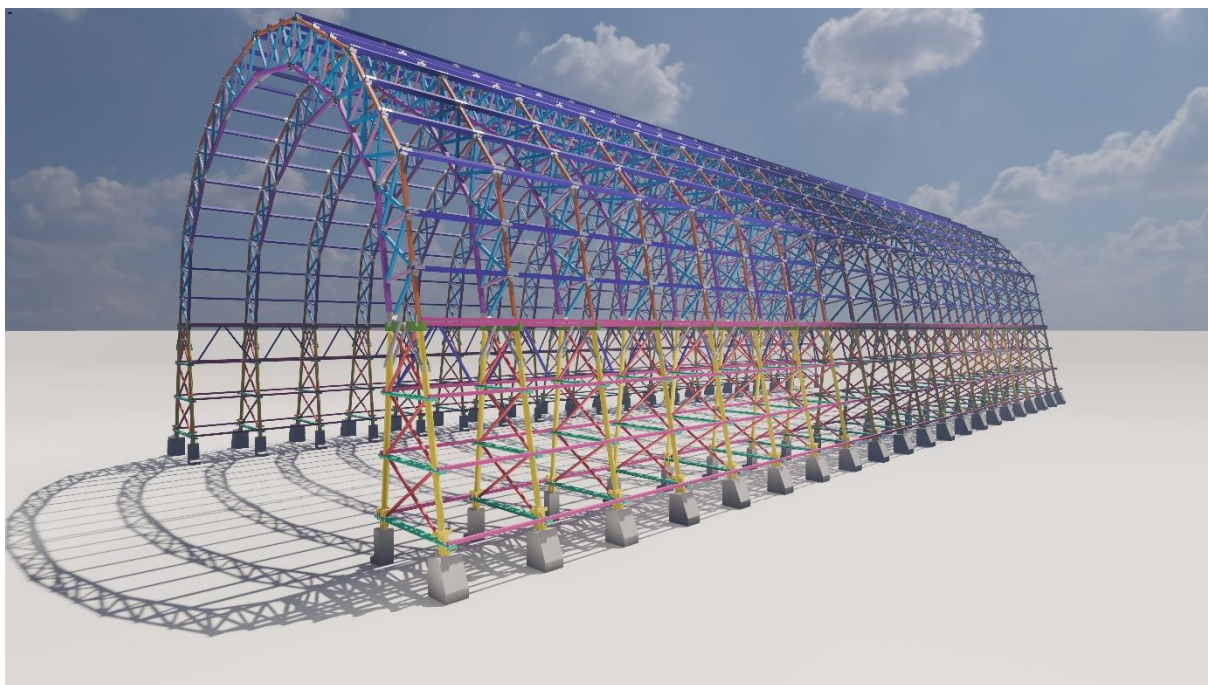
6.1. Model przestrzenny hangaru i dokumentacja rysunkowa hangaru

Kończącym etapem pracy było opracowanie przestrzennego modelu 3D konstrukcji hangaru w programie Tekla Structures. Model ten stanowi jeden z najważniejszych rezultatów całego opracowania, ponieważ łączy wyniki analizy historycznej, rekonstrukcji geometrycznej, obliczeń numerycznych oraz przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych w jednej spójnej postaci przestrzennej. Nie jest to wyłącznie model pogładowy, lecz techniczne odwzorowanie odtworzonej konstrukcji hangaru, obejmujące główne elementy nośne, układ stężeń, połączenia, elementy stalowe, fundamenty oraz podstawowe detale ciesielskie.

Podczas modelowania dążono do możliwie wiernego odwzorowania wszystkich elementów konstrukcji, które można było zidentyfikować na podstawie materiałów historycznych, wyników analiz oraz przyjętych założeń rekonstrukcyjnych. W miejscach, w których brakowało jednoznacznych danych źródłowych, rozwiązania dostosowywano w taki sposób, aby zachować zgodność z historyczną logiką konstrukcji drewnianych oraz wynikami przeprowadzonych obliczeń. Szczególną uwagę zwrócono na zachowanie geometrii głównego układu nośnego, charakterystycznej formy łukowego przekrycia, układu kozłów podporowych, rozmieszczenia płatwi, stężeń oraz elementów podłużnych.

Ze względu na szczegółowość opracowanego modelu 3D oraz znaczenie dokumentacji przestrzennej dla końcowej rekonstrukcji, w niniejszym podrozdziale przedstawiono zarówno widoki ogólne konstrukcji, jak i wybrane detale połączeń oraz fragmenty układu nośnego. Pozwala to zaprezentować nie tylko ogólną formę hangaru, lecz również sposób rozwiązania jego najważniejszych elementów konstrukcyjnych.

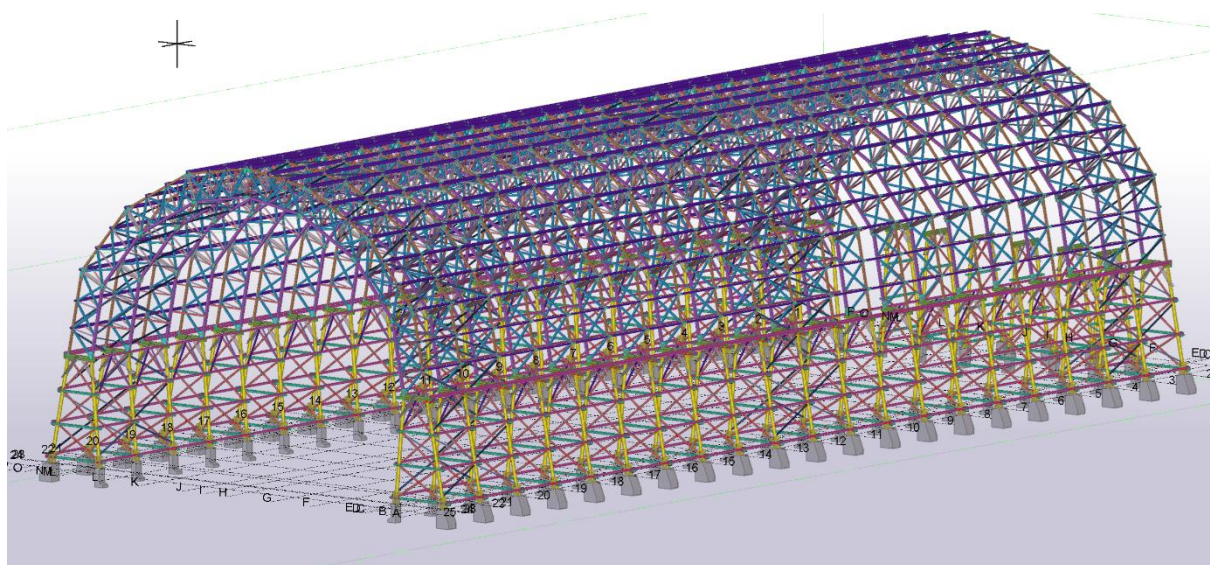
Widok ogólny przestrzennego modelu 3D konstrukcji hangaru przedstawiono na rys. 6.1. Rysunek ten pozwala zobrazować skalę całego obiektu oraz relacje pomiędzy głównymi elementami nośnymi.



Rys. 6.1. Widok ogólny przestrzennego modelu 3D konstrukcji hangaru wykonanego w Tekli.
Źródło: opracowanie własne.

Na rys. 6.1 widoczny jest pełny układ konstrukcyjny obiektu, obejmujący powtarzalne ramy łukowo-kratowe, kozły podporowe, elementy podłużne, płatwie dachowe oraz układ stężeń. Model pozwala jednoznacznie przedstawić hangar nie tylko jako schemat obliczeniowy, lecz jako kompletny układ inżynierski o dużej skali przestrzennej.

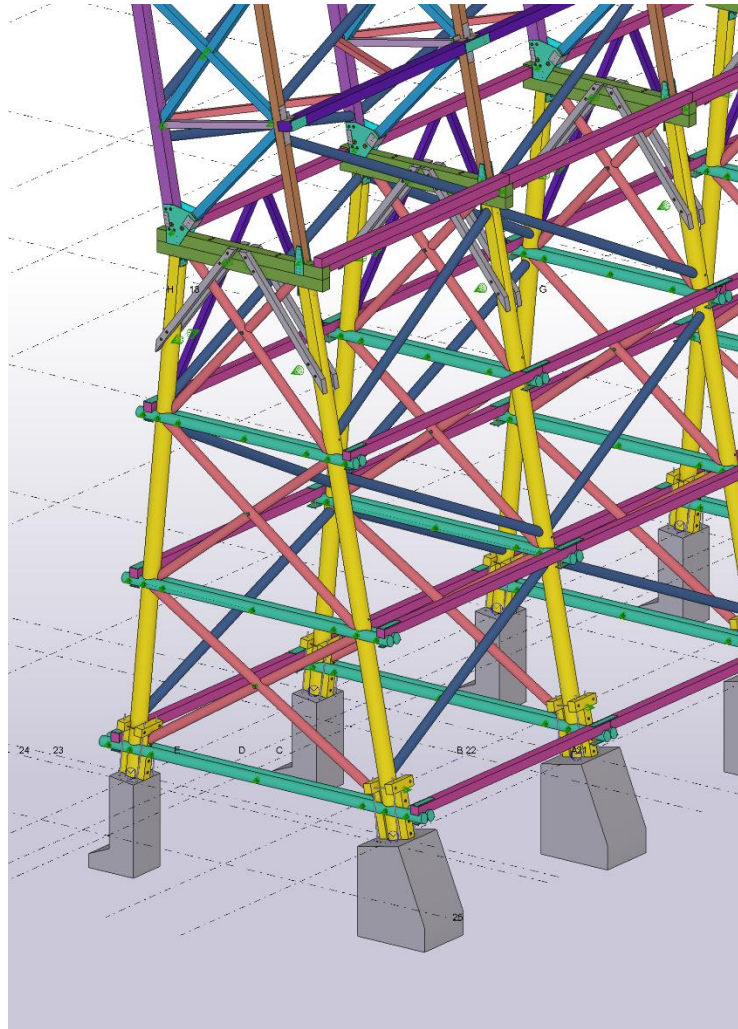
Na rys. 6.2 przedstawiono widok ogólny modelu z widocznym układem podpór, osi konstrukcyjnych oraz fundamentów. Zestawienie tych elementów pozwala lepiej zrozumieć regularność rozmieszczenia ram oraz sposób organizacji całego ustroju nośnego.



Rys. 6.2. Widok ogólny modelu z widocznym układem podpór osi konstrukcyjnych i fundamentów. Źródło: opracowanie własne.

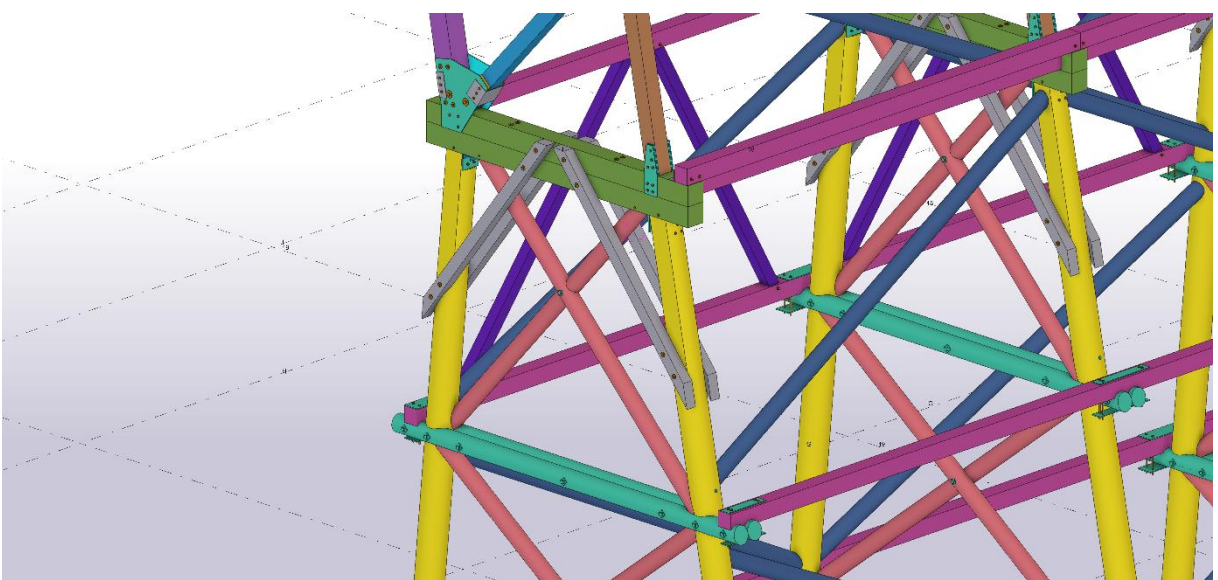
Podstawowy układ nośny hangaru tworzą powtarzalne ramy łukowo-kratowe oparte na drewnianych kozłach podporowych. Elementy te odpowiadają za przenoszenie głównych obciążeń pionowych i poziomych. Płatwie dachowe oraz elementy podłużne zapewniają współpracę kolejnych ram, natomiast stężenia i belki poprzeczne nadają konstrukcji odpowiednią sztywność przestrzenną. W modelu uwzględniono również fundamenty punktowe, na których oparto główne elementy podporowe.

Fragment dolnej części konstrukcji, obejmujący kozły podporowe, stężenia oraz fundamenty, pokazano na rys. 6.3. Ten fragment modelu jest szczególnie istotny, ponieważ przedstawia sposób przekazywania sił z głównego układu nośnego na podpory.



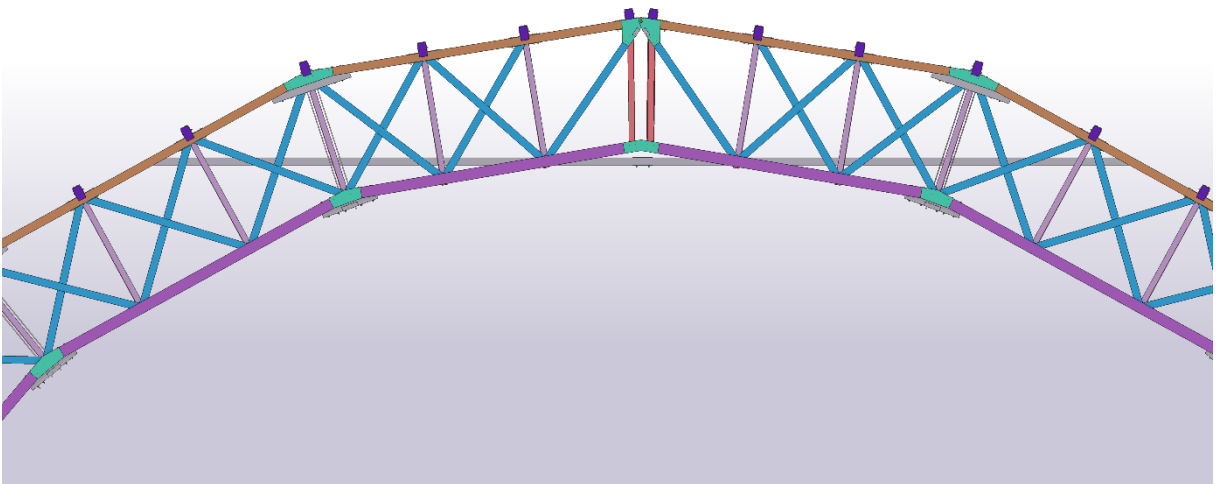
Rys. 6.3. Fragment dolnej części układu nośnego z kozłami podporowymi, stężeniami i fundamentowymi. Źródło: opracowanie własne.

Na rys. 6.3 widoczne są elementy podporowe, belki podłużne, stężenia oraz fundamenty. Dolna część hangaru nie pełniła wyłącznie funkcji podparcia łuku, lecz stanowiła rozbudowany układ prętowy odpowiedzialny za przekazywanie sił na fundamenty oraz stabilizację całej konstrukcji. Szczegół odwzorowania połączenia kozła podporowego z belkami podłużnymi i elementami stężącymi przedstawiono na rys. 6.4. Rysunek ten pokazuje, że model Tekla Structures nie ograniczał się do uproszczonych osi prętów, lecz obejmował również przestrzenne odwzorowanie elementów łączących.



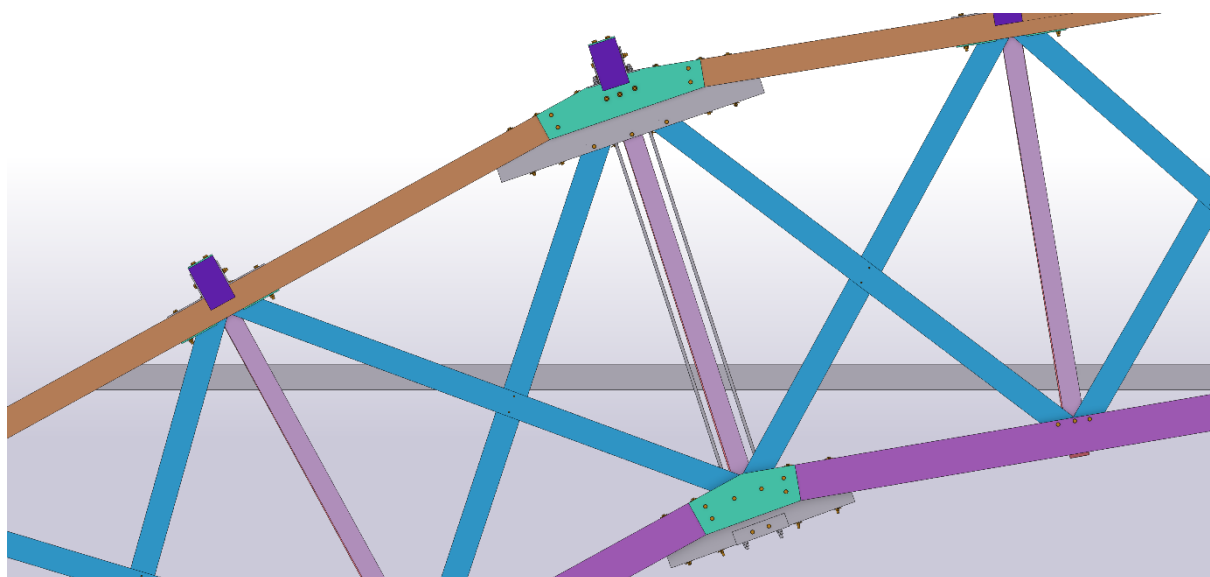
Rys. 6.4. Szczegół odwzorowania połączenia kozła podporowego z belkami podłużnymi i elementami stężającymi. Źródło: opracowanie własne.

Na rys. 6.4 pokazano sposób połączenia elementów drewnianych z łącznikami oraz blachami stalowymi. Tego typu detale są istotne z punktu widzenia rzeczywistej pracy konstrukcji, ponieważ decydują o przekazywaniu sił pomiędzy elementami dolnej części układu nośnego. Fragment głównej kratownicy łukowej przedstawiono na rys. 6.5. Widoczne są pasy kratownicy, krzyżulce, słupki oraz blachy węzłowe, które umożliwiają współpracę poszczególnych elementów układu.



Rys. 6.5. Fragment głównej kratownicy łukowej z widocznymi pasami, krzyżulcami, słupkami i blachami węzłowymi. Źródło: opracowanie własne.

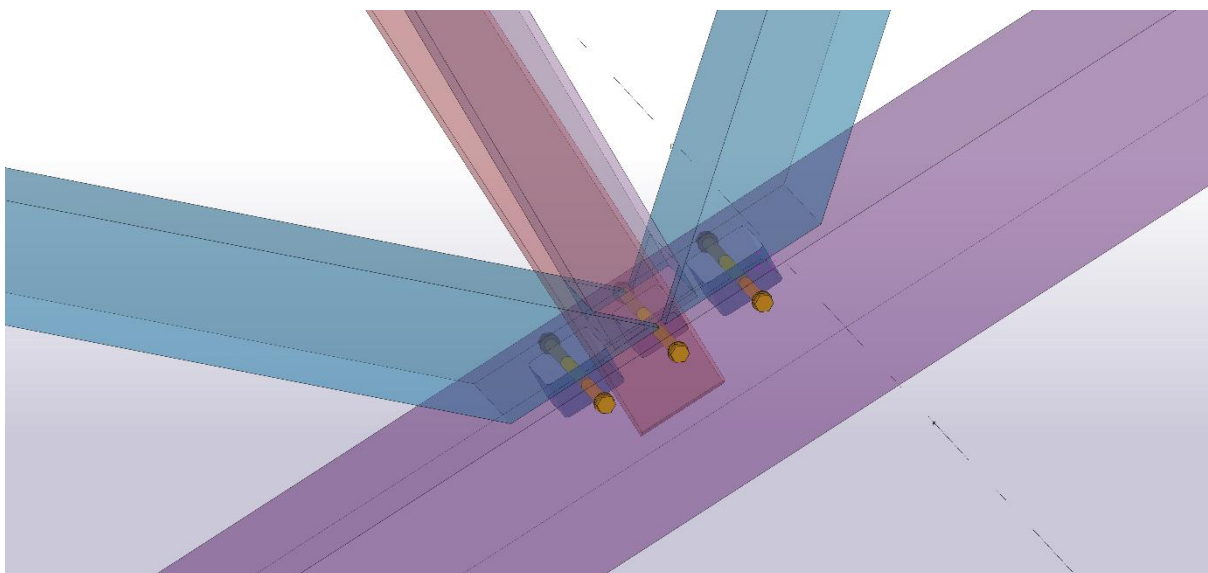
Na rys. 6.5 widoczny jest kratowy charakter głównego układu nośnego. Konstrukcja została ukształtowana w taki sposób, aby główne elementy przenosiły przede wszystkim siły osiowe, a jednocześnie zachowywały odpowiednią stateczność przestrzenną dzięki współpracy z elementami podłużnymi i stężeniami. Detal węzła kratownicy łukowej odwzorowany w modelu Tekla Structures przedstawiono na rys. 6.6. Pokazuje on sposób połączenia pasów, krzyżulców oraz elementów dodatkowych w rejonie węzła.



Rys. 6.6. Detal węzła kratownicy łukowej odwzorowany w modelu Tekla Structures. Źródło: opracowanie własne.

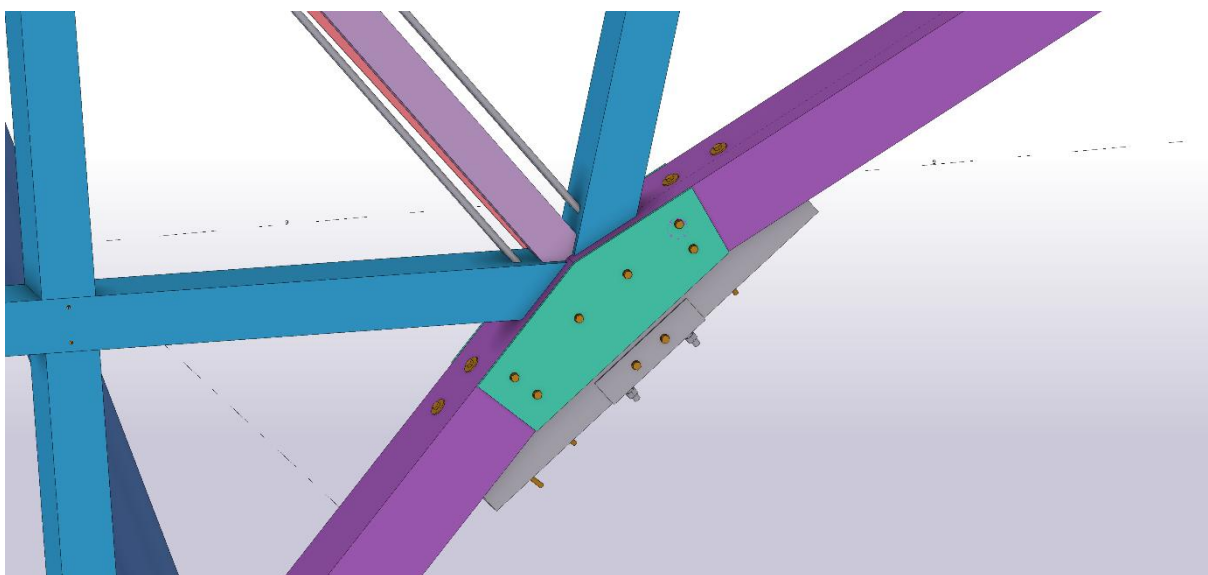
W modelu uwzględniono blachy stalowe, śruby, obejmy oraz elementy dociskowe. Ich zastosowanie pozwala przedstawić rzeczywisty charakter pracy połączeń, które w konstrukcji drewnianej o tak dużej skali nie mogą być traktowane jako elementy drugorzędne. Węzły odpowiadają za przekazywanie sił pomiędzy pasami kratownicy, krzyżulcami, słupkami i elementami podporowymi.

Do wykonania modelu wykorzystano również dodatek Timber firmy Construsoft, przeznaczony do modelowania konstrukcji drewnianych w środowisku Tekla Structures. Umożliwił on dokładniejsze odwzorowanie wybranych detali ciesielskich, w tym połączeń kształtowanych bezpośrednio w drewnie. Przykład takiego połączenia pokazano na rys. 6.7.



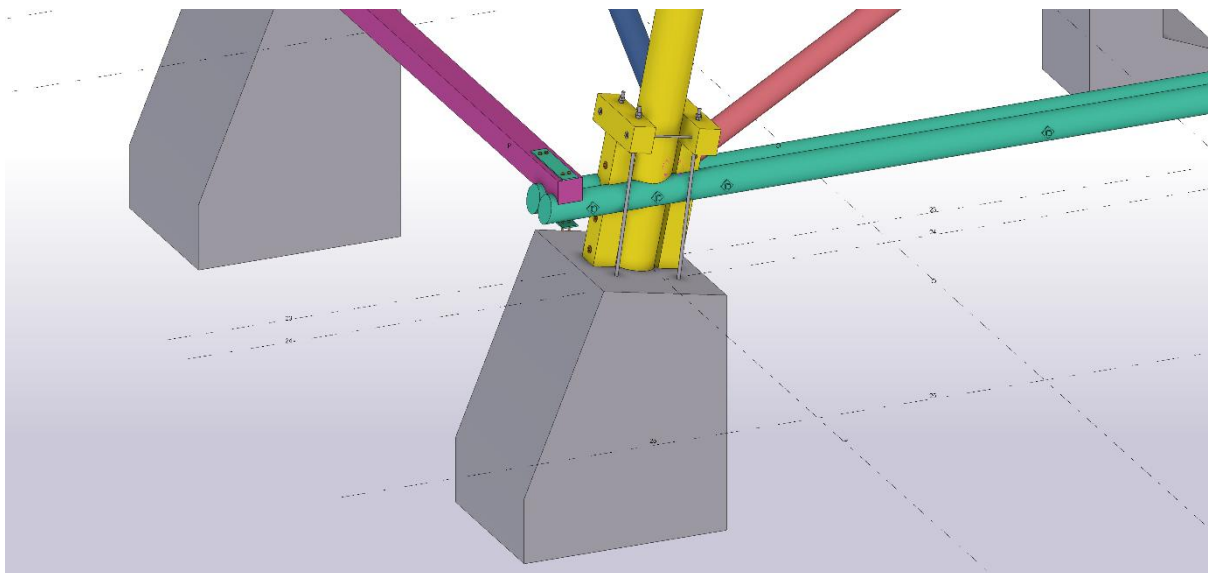
Rys. 6.7. Przykład szczegółowego połączenia ciesielskiego wykonanego z wykorzystaniem dodatku Timber firmy Construsoft. Źródło: opracowanie własne.

Na rys. 6.7 przedstawiono przykład połączenia ciesielskiego, takiego jak połączenie na czop wgłębnny. Możliwość odwzorowania tego typu detali była szczególnie ważna, ponieważ historyczne konstrukcje drewniane opierały się nie tylko na łącznikach stalowych, lecz również na tradycyjnych zasadach kształtowania styków ciesielskich. Modelowanie takich elementów zwiększa wiarygodność rekonstrukcji oraz pozwala lepiej przedstawić sposób pracy rzeczywistej konstrukcji. Na rys. 6.8 pokazano przykład połączenia elementów drewnianych ze stalowymi łącznikami i śrubami. Rysunek ten uzupełnia wcześniejsze widoki ogólne i pokazuje poziom szczegółowości przyjęty podczas modelowania detali.



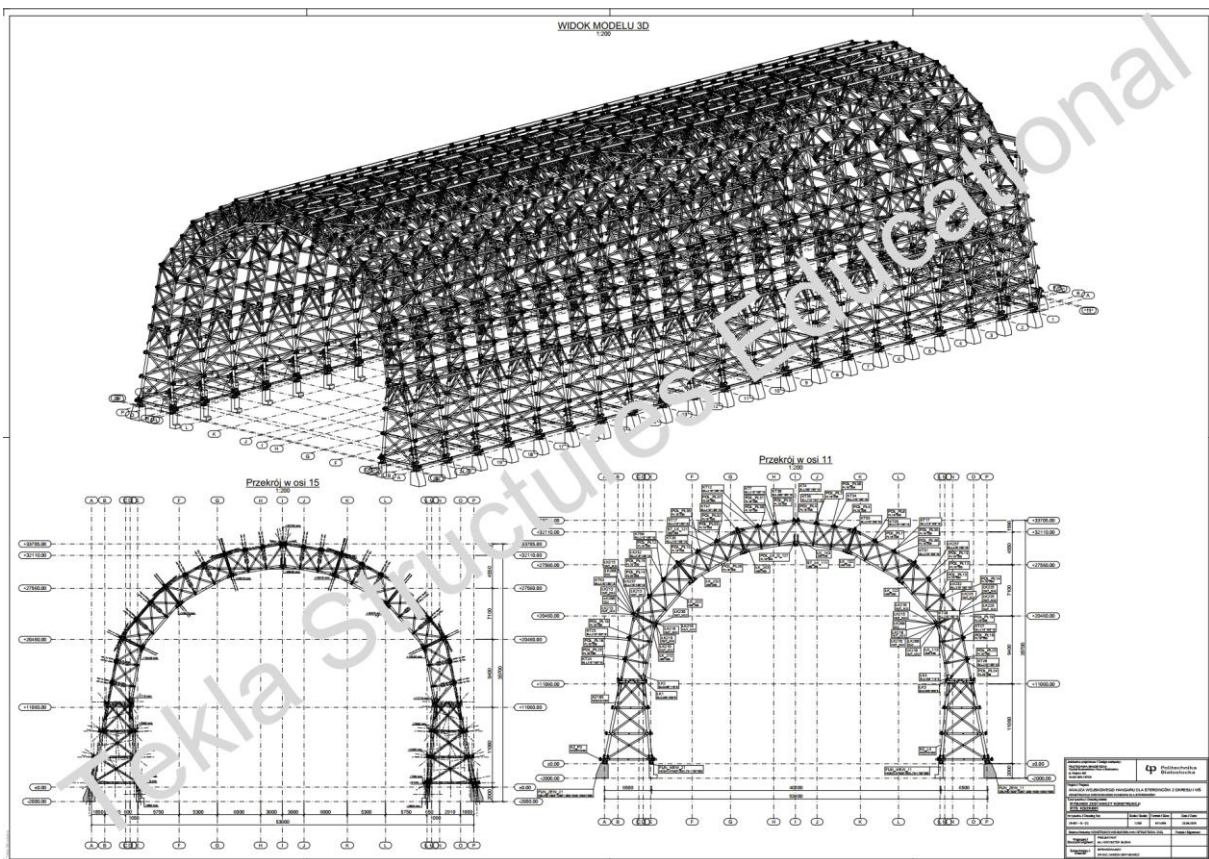
Rys. 6.8. Detal połączenia elementów drewnianych ze stalowymi łącznikami i śrubami.
Źródło: opracowanie własne

Uwzględnienie łączników stalowych, blach i śrub było istotne nie tylko z punktu widzenia wizualizacji, lecz również z punktu widzenia poprawności technicznej rekonstrukcji. Historyczne konstrukcje drewniane dużej rozpiętości często wykorzystywały stalowe elementy wzmacniające w miejscach koncentracji sił, dlatego ich obecność w modelu jest zgodna z logiką rozwiązań stosowanych w tego typu obiektach. Detal szczegółowo odwzorowanego połączenia słupa nośnego z podpora fundamentową pokazano na rys.6.9.



Rys. 6.9. Detal połączenia słupa nośnego kozła z podporą fundamentową. Tak zwany „kosz”.
Źródło: opracowanie własne.

Model 3D wykonany w Tekla Structures stanowił również podstawę do przygotowania dokumentacji rysunkowej końcowego wariantu rekonstrukcji. Przykład takiej dokumentacji przedstawiono na rys. 6.10.



Rys. 6.10. Przykład opracowanej dokumentacji rysunkowej. Źródło: opracowanie własne

Opracowana dokumentacja rysunkowa obejmuje widoki ogólne, rzuty, przekroje, fragmenty układu nośnego oraz wybrane detale połączeń. Jej celem było przedstawienie konstrukcji w sposób możliwy do jednoznacznego odczytania pod względem geometrycznym, materiałowym i konstrukcyjnym. Dzięki temu końcowy rezultat pracy nie ogranicza się wyłącznie do modelu obliczeniowego, lecz obejmuje również pełną dokumentację przestrzenną odtworzonej konstrukcji. Opracowany model przestrzenny potwierdza, że rekonstrukcja hangaru nie zawiera jedynie odtworzenia jej zewnętrznej formy. Model obejmuje pełny układ konstrukcyjny, w tym główne elementy nośne, usztywnienia, podpory, węzły oraz detale połączeń. Dzięki temu stanowi techniczne podsumowanie całej pracy i łączy część historyczną, obliczeniową oraz dokumentacyjną w jeden spójny rezultat.

Końcowy model 3D można zatem traktować jako cyfrową rekonstrukcję konstrukcji hangaru, możliwie najbardziej zbliżoną do rozwiązania historycznego, ale jednocześnie uporządkowaną zgodnie ze współczesnym sposobem dokumentowania konstrukcji budowlanych. Tak przygotowany model pozwala nie tylko przedstawić geometrię obiektu, lecz również

analizować sposób współpracy elementów, lokalizację węzłów, układ połączeń oraz ogólną logikę konstrukcyjną hangaru.

6.2. Wnioski końcowe

Celem niniejszej pracy było możliwie wierne odtworzenie oraz analiza konstrukcji wojskowego hangaru dla sterowców z okresu I wojny światowej, zlokalizowanego na historycznych terenach miasta Białegostoku. Praca obejmowała zarówno rozpoznanie historyczne obiektu, jak i jego rekonstrukcję geometryczną, modelowanie numeryczne, analizę statyczno-wytrzymałościową, wymiarowanie wybranych elementów konstrukcyjnych, ocenę połączeń oraz porównanie wariantu drewnianego ze stalowym.

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że hangar w Lesie Pietrasze stanowił przykład zaawansowanej, wielkogabarytowej konstrukcji inżynierskiej, której forma wynikała bezpośrednio z funkcji obiektu. Wymagania związane z przechowywaniem i obsługą sterowców wymuszały zastosowanie dużej rozpiętości, znacznej wysokości wewnętrznej oraz odpowiednio ukształtowanego układu nośnego. Odtworzony model potwierdza, że konstrukcja tego typu musiała pracować jako przestrzenny układ złożony z powtarzalnych ram, elementów podłużnych, tężących oraz podporowych.

Istotnym rezultatem pracy było potwierdzenie, że pierwotna konstrukcja hangaru miała charakter drewniany, a nie stalowy. Wcześniejsza hipoteza konstrukcji stalowej była uzasadniona na etapie ograniczonego rozpoznania źródłowego, jednak pogłębiona analiza materiałów historycznych wskazała na drewniany układ łukowo-kratowy wzmacniany elementami stalowymi w połączeniach. Opracowany wariant drewniany należy zatem traktować jako rozwiązanie historycznie właściwe i bliższe rzeczywistemu charakterowi obiektu.

Analiza numeryczna przeprowadzona w programie RFEM 6 wykazała, że odtworzony układ konstrukcyjny posiada racjonalną ścieżkę przekazywania obciążeń. Główne kratownice łukowe, kozły podporowe, płatwie, tężenia oraz elementy podłużne współpracują ze sobą jako przestrzenny ustrój nośny. Wyniki analizy potwierdziły, że uproszczone modele płaskie mogą być użyteczne na etapie wstępnego rozpoznania pracy konstrukcji, jednak pełna ocena tak dużego obiektu wymaga modelu przestrzennego 3D.

W ramach pracy przeanalizowano kilka wariantów obliczeniowych. Uwzględniono zarówno historyczne założenia obciążeniowe, jak i współczesne oddziaływania normowe. Pozwoliło to wykazać różnice pomiędzy dawną i obecną filozofią projektowania. Konstrukcja pierwotna

powstawała w innych warunkach normowych, materiałowych i wykonawczych, dlatego jej bezpośrednia ocena według współczesnych wymagań nie powinna być traktowana jako proste potwierdzenie lub zakwestionowanie decyzji historycznych. Współczesne normy wprowadzają bardziej rygorystyczne kryteria nośności, stateczności, użytkowości i bezpieczeństwa.

Wymiarowanie głównych elementów konstrukcyjnych wykazało, że końcowy wariant drewniany wykonany z drewna klejonego warstwowo klasy GL28h spełnia wymagania stanu granicznego nośności i użytkowości. Szczególnie istotne okazało się zwiększenie przekroju płatwi dachowych, które były elementami najbardziej wrażliwymi na ugięcia oraz zginanie dwukierunkowe. Ostateczne przyjęcie płatwi o przekroju 200×340 mm pozwoliło spełnić wymagania projektowe. Pozostałe analizowane elementy, takie jak słupy nośne, pasy kratownic łukowych, krzyżulce i słupki, również spełniły warunki nośności oraz stateczności.

Ważnym elementem pracy była analiza połączeń konstrukcyjnych. Wykazano, że w tak dużej konstrukcji drewnianej węzły nie mogą być traktowane jako elementy drugorzędne. Ich praca ma zasadnicze znaczenie dla bezpieczeństwa całego układu. Przeanalizowane połączenia potwierdziły konieczność uwzględnienia docisku drewna, pracy śrub, blach stalowych oraz właściwego sposobu przekazywania sił pomiędzy elementami. Historyczna praktyka stosowania stalowych okuć i łączników w konstrukcjach drewnianych znajduje w tym kontekście pełne uzasadnienie techniczne.

Dodatkowym uzupełnieniem oceny konstrukcji była analiza oddziaływania wiatru wykonana z wykorzystaniem programu RWIND. Ze względu na nietypową geometrię hangaru, obejmującą pochyłe ściany boczne i łukowe przekrycie, analiza aerodynamiczna pozwoliła lepiej rozpoznać charakter opływu powietrza oraz lokalne strefy parcia i ssania. Wyniki te potwierdzają, że oddziaływanie wiatru było jednym z kluczowych zagadnień projektowych i eksploatacyjnych w przypadku hangarów dla sterowców.

Przeprowadzona analiza porównawcza wariantu drewnianego i stalowego wykazała, że wariant drewniany był rozwiązaniem racjonalnym pod względem masy i pracy globalnej. Model drewniany miał masę około 470 t, natomiast model stalowy przekraczał 1200 t. Wariant stalowy, mimo zastosowania materiału o większym module sprężystości, w przyjętym modelu porównawczym wykazał większe przemieszczenia globalne. Wynik ten należy interpretować w kontekście przyjętej metody porównania: wariant stalowy zachowywał historyczną geometrię i nie był optymalizowany jako niezależna, lekka hala

stalowa. Pokazuje to, że sama zmiana materiału nie prowadzi automatycznie do korzystniejszego rozwiązania konstrukcyjnego.

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić, że drewniana konstrukcja hangaru była rozwiązaniem technicznie uzasadnionym i zgodnym z realiami swojej epoki. Drewno umożliwiało wykonanie wielkoprzestrzennego układu nośnego przy relatywnie niewielkiej masie własnej oraz z wykorzystaniem dostępnych materiałów i technologii. Zastosowanie stalowych elementów w połączeniach pozwalało natomiast lokalnie wzmacniać miejsca koncentracji sił i zapewniać właściwą współpracę elementów drewnianych.

Końcowy model przestrzenny oraz dokumentacja rysunkowa potwierdzają możliwość spójnego odtworzenia konstrukcji hangaru. Opracowana rekonstrukcja łączy wyniki badań historycznych, analiz terenowych, modelowania numerycznego oraz współczesnej oceny inżynierskiej. Dzięki temu obiekt może być rozpatrywany nie tylko jako element historii wojskowej i lotniczej Białegostoku, lecz także jako wartościowy przykład historycznej konstrukcji inżynierskiej.

Ostatecznie można stwierdzić, że założony cel pracy został osiągnięty. Udało się odtworzyć geometrię i układ konstrukcyjny hangaru, wskazać jego rzeczywisty drewniany charakter, przeanalizować pracę statyczną konstrukcji, sprawdzić główne elementy i połączenia według współczesnych zasad projektowania oraz porównać wariant drewniany z alternatywnym wariantem stalowym. Wyniki pracy potwierdzają, że historyczny hangar dla sterowców w Lesie Pietrasze był obiektem o przemyślanej i racjonalnej konstrukcji, a jego rekonstrukcja stanowi ważny wkład w rozpoznanie dziedzictwa technicznego Białegostoku.

Bibliografia

Literatura i źródła historyczne

- [L1] Blinov W.K., Sokov W.S., przy udziale Zaszczuka W.A., *Эллинги для дирижаблей* [Hangary dla sterowców], Leningrad, ONTI NKTP ZSRR, Główna Redakcja Literatury Lotniczej, 1935. Oryginalna rosyjska wersja książki. Tłumaczenie fragmentów wykorzystanych w pracy wykonano samodzielnie na potrzeby opracowania.
- [L2] Kotwica J., *Konstrukcje drewniane w budownictwie tradycyjnym*, Arkady, Warszawa, 2011 / dodruk cyfrowy 2021.
- [L3] Mielczarek Z., *Budownictwo drewniane*, Arkady, Warszawa, 1996 / dodruk cyfrowy 2021.
- [L4] Gołębiowski Z., *Konstrukcje drewniane*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa–Łódź, 1976.
- [L5] Gołębiowski Z., *Przykłady obliczeń konstrukcji drewnianych*, Arkady, Warszawa, 1960.
- [L6] Neuhaus H., *Budownictwo drewniane*, wyd. 1 poprawione i uzupełnione, Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów, 2008.
- [L7] Rudziński L., Kroner A., *Przykłady obliczeń wybranych konstrukcji drewnianych*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2018.
- [L8] Kotwica E.I., Nożyński W., *Konstrukcje drewniane — przykłady obliczeń*, Stowarzyszenie Producentów Płyt Drewnopochodnych w Polsce, Szczecin, 2015.
- [L9] Kozakiewicz P., Krzosek S., *Inżynieria materiałów drzewnych*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2013.
- [L10] Porteous J., Kermani A., *Structural Timber Design to Eurocode 5*, 2nd ed., Wiley-Blackwell, Chichester, 2013.
- [L11] Thelandersson S., Larsen H.J. red., *Timber Engineering*, John Wiley & Sons, Chichester, 2003.
- [L12] Swedish Wood, *Design of Timber Structures. Volume 1: Structural Aspects of Timber Construction*, 3rd revised edition, Swedish Wood, Stockholm, 2022.
- [L13] Swedish Wood, *Design of Timber Structures. Volume 2: Rules and Formulas According to Eurocode 5*, 3rd revised edition, Swedish Wood, Stockholm, 2022.
- [L14] Sandhaas C., Munch-Andersen J., Dietsch P. red., *Design of Connections in Timber Structures. A State-of-the-Art Report by COST Action FPI402*, Shaker Verlag, 2018.
- [L15] Kotwica E.I., *Komentarze do normy PN-EN 1995-1-1:2010 i PN-EN 1995-1-1:2010/A2:2014-07 Eurokod 5*, Stowarzyszenie Energooszczędne Domy Gotowe, 2025.

Materiały archiwalne i kartograficzne

[A1] Wojskowe Biuro Historyczne im. gen. broni Kazimierza Sosnkowskiego, Centralne Archiwum Wojskowe, materiały kartograficzne dotyczące rejonu Białegostoku i Lasu Pietrasze.

[A2] Materiały kartograficzne i historyczne wykorzystane do identyfikacji lokalizacji dawnej bazy sterowcowej w Lesie Pietrasze.

[A3] Materiały własne autora: dokumentacja fotograficzna z badań terenowych, pomiary lokalizacyjne, szkice robocze oraz opracowania pomocnicze wykonane podczas rekonstrukcji geometrii hangaru.

Akty ustawodawcze i obowiązujące normy projektowe

[N1] PN-EN 1990:2004, *Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N2] PN-EN 1991-1-1:2005, *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N3] PN-EN 1991-1-3:2005, *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N4] PN-EN 1991-1-4:2005, *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N5] PN-EN 1993-1-1:2006, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N6] PN-EN 1993-1-8:2006, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N7] PN-EN 1995-1-1:2010, *Eurokod 5: Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków*, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

[N8] PN-EN 338:2016-06, *Drewno konstrukcyjne — Klasy wytrzymałości*.

[N9] PN-EN 14080:2013-07, *Konstrukcje drewniane — Drewno klejone warstwowo i drewno lite klejone warstwowo — Wymagania*.

Dokumentacja oprogramowania i narzędzia wykorzystane w pracy

[O1] Dlubal Software, *RFEM 6 – program do analizy statyczno-wytrzymałościowej konstrukcji*, dokumentacja i materiały producenta, dostęp online.

[O2] Dlubal Software, *RWIND – cyfrowy tunel aerodynamiczny do symulacji oddziaływania wiatru metodą CFD*, dokumentacja i materiały producenta, dostęp online.

[O3] Trimble, *Tekla Structures – oprogramowanie BIM do modelowania konstrukcji*, dokumentacja i materiały producenta, dostęp online.

[O4] Construsoft, *Tekla Structures for timber industry / Timber tools*, materiały dotyczące modelowania konstrukcji drewnianych w środowisku Tekla Structures, dostęp online.

Strony internetowe i materiały popularnonaukowe

[S1] Szutkiewicz P., strona internetowa / profil „Sterowce, Pietrasze i Wiatr”, materiały dotyczące historii bazy sterowcowej w Lesie Pietrasze, dostęp online.

[S2] Szutkiewicz P., kanał historyczny dotyczący historii Pietrasz, Bacieczek, Białegostoku i okolic, dostęp online.

[S3] Dom Kultury „Śródmieście” w Białymstoku, informacja o spotkaniu historycznym „Carskie sterowce w Białymstoku”, materiały dotyczące badań Piotra Szutkiewicza nad bazą sterowcową w Lesie Pietrasze, dostęp online.

[S4] Politechnika Białostocka, materiał informacyjny dotyczący rekonstrukcji hangaru sterowców na Pietraszach, dostęp online.

[S5] Mapster / Archiwum Map Zachodniej Polski, materiały kartograficzne i historyczne wykorzystane pomocniczo przy analizie lokalizacji oraz porównaniu map historycznych, dostęp online.

[S6] Top Timber, Drewno klejone cena m³ – cennik drewna BSH, dostęp online.

[S7] Carport Planet, Drewno klejone BSH – cennik m³, dostęp online.

[S8] Konspekt, Ceny stali, robocizny i płyt warstwowych w czerwcu 2025, dostęp online.

[S9] Konspekt, Cena konstrukcji stalowej za kg. Ile kosztuje 1 kg konstrukcji stalowej?, dostęp online.

[S10] Cena usług, Koszt montażu dźwigarów z drewna klejonego GLULAM, dostęp online.

Spis rysunków

1. KD_ZK_001_PDM_SŁOMA_HANGAR
2. KD_ZK_002_PDM_SŁOMA_HANGAR
3. KD_ZK_003_PDM_SŁOMA_HANGAR
4. KD_ZK_004_PDM_SŁOMA_HANGAR
5. KD_ZK_005_PDM_SŁOMA_HANGAR
6. KD_ZK_006_PDM_SŁOMA_HANGAR
7. KD_ZK_007_PDM_SŁOMA_HANGAR
8. KD_ZK_008_PDM_SŁOMA_HANGAR