

Raport z Analizy Nośności Konstrukcji Krokwiowo-Płatwiowej

Bartosz Majchrzak



INFORMACJE

Opracowanie raportu na zlecenie:



Słowa kluczowe:

Konstrukcje cienkościenne
Profile gięte na zimno (CFS)
Analiza 7 stopni swobody (7 DOF)
Badania eksperymentalne
Analiza MES

STRESZCZENIE

W niniejszym raporcie badawczym przedstawiono szczegółową analizę porównawczą nośności oraz stateczności konstrukcji wsporczej pod moduły fotowoltaiczne (PV). Z uwagi na rozwój sektora odnawialnych źródeł energii oraz dążenie do optymalizacji zużycia materiałów, systemy te są współcześnie projektowane z wykorzystaniem profili stalowych cienkościenne, formowanych na zimno (CFS) ze stali o podwyższonej wytrzymałości (S350GD+ZM). Metodologia zaprezentowana w pracy opiera się na weryfikacji wyników uzyskanych za pomocą trzech niezależnych podejść analitycznych: rzeczywistych badań niszczących zrealizowanych na obiekcie w skali naturalnej (in-situ), globalnych modeli prętowych zdefiniowanych w środowisku numerycznym Dlubal RFEM 6 z uwzględnieniem 7 stopni swobody (7 DOF), a także precyzyjnych, częściowych modeli powłokowych bazujących na analizie GMNIA.

Głównym celem badawczym była ocena wpływu zróżnicowanych schematów obciążenia oraz uwzględnienia przestrzennej pracy modułów PV na globalną sztywność i nośność układu. Przeprowadzone badania i symulacje dowodzą, że prętowe modele numeryczne, pod warunkiem odpowiedniej kalibracji podatności węzłów oraz dokładnego odwzorowania topologii obciążenia, precyzyjnie aproksymują rzeczywistą odpowiedź konstrukcji. Wykazano również, że implementacja analizy powłokowej GMNIA z wykorzystaniem nieliniowego modelu materiałowego Ramberga-Osgooda ujawnia istnienie ukrytych rezerw nośności w układzie, dostarczając wyników o wyższej zgodności z fizycznymi badaniami in-situ w stosunku do klasycznych metod analitycznych ujętych w normach.

Najistotniejszym wnioskiem, posiadającym bezpośrednie przełożenie na praktykę inżynierską, jest weryfikacja mechanizmu pracy tarczowej generowanej przez moduły fotowoltaiczne. Wyniki jednoznacznie wykazują, że bez lokalnego usztywnienia węzła płatew-krokiew dodatkowym kątownikiem, moduły PV nie pełnią funkcji stężącej, co prowadzi do przedwczesnej utraty stateczności konstrukcji na wczesnych etapach obciążania. Z doświadczenia inżynierskiego autora wynika wprawdzie, że możliwe jest wygenerowanie samoistnej sztywności obrotowej takiego węzła bez dodatkowych detali, jednak wymagałoby to zastosowania profili krępych o znacznie większej grubości ścianek. W realiach projektowania konstrukcji wsporczych PV takie podejście jest wysoce nieuzasadnione ekonomicznie, gdyż generuje drastyczny wzrost kosztów materiałowych w stosunku do optymalizowanych ustrojów cienkościenne z prawidłowo stężonymi węzłami.

1. Wprowadzenie

Rozwój infrastruktury fotowoltaicznej narzuca wysokie wymagania względem projektowania systemów wsporczych. Konstrukcje te podlegają oddziaływaniom zmiennych obciążeń środowiskowych, a dążenie do redukcji kosztów wymusza minimalizację ich masy poprzez szerokie zastosowanie profili stalowych formowanych na zimno (CFS). Proces ich produkcji w temperaturze otoczenia prowadzi do podniesienia granicy plastyczności w strefach zagięć w wyniku umocnienia przez zgniot. Projektowanie profili cienkościennych różni się od mechaniki kształtowników walcowanych na gorąco; znaczna smukłość ścianek czyni te elementy wrażliwymi na złożone zjawiska utraty stateczności: wyboczenie lokalne, odkształcenie konturu (wyboczenie dystorsyjne) oraz sprzężone formy wyboczenia globalnego, takie jak zwichrzenie giętno-skrętne. Tradycyjne metody projektowe ujęte w normie PN-EN 1993-1-3 (np. koncepcja przekroju efektywnego) opierają się na uproszczonych formułach analitycznych, co w przypadku skomplikowanych konfiguracji węzłowych może prowadzić do niedoszacowania ryzyka awarii lub ekonomicznego przewymiarowania.

W systemach PV profile te (najczęściej otwarte ceowniki) pracują zazwyczaj jako płatwie i krokwie. Z uwagi na asymetrię osi ścinania względem osi ciężkości, obciążenie poprzeczne indukuje w nich obok momentów zginających również momenty skręcające. Klasyczne teorie belkowe są tu niewystarczające, wymuszając implementację teorii prętów cienkościennych.

Głównymi celami niniejszej pracy są:

- Weryfikacja założeń normowych i projektowych dotyczących mechanizmu pracy tarczowej generowanej przez moduły fotowoltaiczne w stalowych, cienkościennych konstrukcjach wsporczych.
- Ocena wpływu lokalnej sztywności węzła (w szczególności obecności kątownika stabilizującego połączenie krokiew-płatów) na deplanację profili, globalną stateczność giętno-skrętną oraz nośność całego układu.
- Skorelowanie wyników pełnoskalowych badań niszczących (in-situ) z symulacjami numerycznymi MES, w celu walidacji założeń obliczeniowych.
- Potwierdzenie skuteczności modeli prętowych z uwzględnieniem 7. stopnia swobody (7 DOF) jako optymalnego narzędzia w codziennej praktyce inżynierskiej do wyznaczania sił wewnętrznych w układach z profili otwartych.
- Identyfikacja rezerw nośności poprzez zastosowanie zaawansowanej, nieliniowej analizy powłokowej GMNIA z wykorzystaniem modelu materiałowego Ramberga-Osgooda.
- Sformułowanie wniosków i wstępnych zaleceń dotyczących projektowania konstrukcji wsporczych pod moduły PV.

Zakres pracy obejmuje:

- Realizację wieloetapowych badań eksperymentalnych na fizycznych, pełnoskalowych modelach konstrukcji (wariant z usztywnieniem kątowym oraz bazowy), obciążanych grawitacyjnie blokami betonowymi aż do zniszczenia.
- Zdefiniowanie podatności węzłów ($S_{j,ini}$) na podstawie wydzielonych elementów powłokowych.
- Budowę globalnych modeli prętowych w programie Dlubal RFEM 6 (od Klasy III do Klasy II wg PN-EN 1993-1-3), różniących się sposobem aplikacji obciążenia oraz uwzględnieniem sztywności poszycia.
- Wykonanie powłokowej analizy GMNIA dla wyizolowanej krokwi, z implementacją superpozycji imperfekcji geometrycznych (globalnych, lokalnych i dystorsyjnych) oraz nieliniowości materiałowych.

- Analizę porównawczą przemieszczeń i krzywych wyczerpania nośności między środowiskiem numerycznym a danymi eksperymentalnymi, zwieńczoną sformułowaniem rekomendacji projektowych.

2. Przegląd Literatury i Podstawy Teoretyczne

2.1. Teoria Własowa, Deplanacja Przekroju i Analiza 7 DOF

Tradycyjna mechanika konstrukcji prętowych (6 DOF) zakłada swobodne skręcanie de Saint-Venanta, co jest poprawne dla profili pełnych i zamkniętych. Profile otwarte charakteryzują się jednak niewielką sztywnością na czyste skręcanie i ulegają deplanacji (warping) – przestrzennemu wypaczeniu przekroju poprzecznego z jego płaszczyzny. Zgodnie z teorią Własowa, gdy swoboda deplanacji zostaje skrępowana (np. w węzłach, podporach), generują się dodatkowe naprężenia normalne i styczne od skręcania nieswobodnego. Rozkład ten charakteryzuje bimoment (B lub M_ω) – statyczny ekwiwalent układu sił wywołującego podłużne odkształcenia pasów przekroju w przeciwnych kierunkach. W środowisku oprogramowania RFEM 6 zjawisko to analizuje się poprzez rozszerzenie macierzy sztywności elementu o siódmy stopień swobody (miarę deplanacji), co pozwala na uwzględnienie skręcania nieswobodnego bezpośrednio na poziomie ustroju prętowego.

2.2. Parametry Wpływające na Nośność i Stateczność Konstrukcji

Globalna oraz lokalna nośność układu cienkościennego jest funkcją wielu parametrów materiałowych i geometrycznych. Do kluczowych czynników należą:

- Sztywność i podatność węzłów. Połączenia profili cienkościennych, ze względu na lokalne deformacje ścianek pod wpływem docisku, rzadko mogą być traktowane jako idealnie sztywne lub nominalnie przegubowe. Są one klasyfikowane jako węzły podatne (semi-rigid), a ich rzeczywista charakterystyka moment-obrót ($M_j - \phi$) bezpośrednio determinuje globalny rozkład sił wewnętrznych oraz podatność całego układu na zwichrzenie.
- Efekt pracy quasi-tarczowej. Obecność sztywnych paneli fotowoltaicznych w płaszczyźnie połączy może potencjalnie tworzyć tarczę usztywniającą, przeciwdziałającą wyboczeniu płatwi. Zainicjowanie tego mechanizmu jest jednak ściśle uwarunkowane ciągłością przekazywania sił ścinających przez detale złączne do konstrukcji głównej.
- Lokalne parametry połączeń: W kontekście wytrzymałości samych połączeń, niewrażliwym problemem jest odporność na przebicie (przeciągnięcie łącznika przez blachę).

2.3. Sposoby Określania Nośności wg Norm

- Ocena globalna nośności wg PN-EN 1993-1-3:2008 (w perspektywie II generacji Eurokodów z 2024 r.): Klasyczne wymiarowanie analityczne elementów cienkościennych w świetle normy PN-EN 1993-1-3 bazuje na koncepcji przekroju efektywnego, która siłą rzeczy opiera się na uproszczonych i konserwatywnych procedurach. Kluczowym wymogiem Eurokodu przy analizie ustrojów takich jak systemy wsporcze PV jest zdefiniowanie stopnia przestrzennej współpracy poszycia z rusztem nośnym. Norma wskazuje na przyjęcie w pełni zachowawczej Klasy III (gdzie panele traktowane są wyłącznie jako balast, bez udziału w stężaniu układu) lub – po spełnieniu ostrych kryteriów węzłowych – Klasy II,

dopuszczającej redukcję sił wewnętrznych poprzez uwzględnienie sztywności tarczowej poszycia.

- Ocena lokalna połączeń (PN-EN 1993-1-8 oraz PN-EN 1993-1-3): Norma dotycząca węzłów (PN-EN 1993-1-8) określa wytyczne dla połączeń śrubowych, jednak w przypadku cienkich blach formowanych na zimno (grubość $t \leq 3$ mm) norma PN-EN 1993-1-3 nie definiuje bezpośrednich wzorów na nośność na przebiecie. Jak wskazano w dokumencie, wartość tę należy bezwzględnie określać na podstawie badań doświadczalnych.
- Analiza numeryczna (EN 1993-1-14): Nowoczesnym kierunkiem projektowania wspomagane analizą MES jest wykorzystanie metody GMNIA. Dokument EN 1993-1-14 definiuje rygorystyczne wytyczne w zakresie implementacji modeli materiałowych (modelu Ramberga-Osgooda dla stali zimnowalcowanej) oraz odpowiedniej superpozycji imperfekcji.

2.4. Metody Analizy Wyników Badań Eksperymentalnych

Analiza wyników badań eksperymentalnych ma na celu nie tylko określenie wartości sił niszczących, ale także zrozumienie mechanizmów zniszczenia i ocenę niezawodności uzyskanych danych. Z uwagi na wysoką złożoność zjawisk niestateczności w ustrojach cienkościennej, standardowe procedury normowe bywają niewystarczające do dokładnego określenia rzeczywistej pracy całej konstrukcji. Zgodnie z wytycznymi PN-EN 1993-1-3 (Rozdział 9: Projektowanie wspomagane badaniami), dopuszcza się i rekomenduje wykorzystanie badań doświadczalnych w celu weryfikacji nośności oraz walidacji zaawansowanych modeli numerycznych.

Należy jednak podkreślić istotną różnicę pomiędzy badaniami seryjnymi pojedynczych komponentów (np. węzłów poddawanych analizie statystycznej), a badaniami pełnoskalowymi układów przestrzennych. W odniesieniu do zrealizowanych w ramach niniejszej pracy badań obciążeniowych in-situ (badanie niszczące tzw. "stołu" fotowoltaicznego), z uwagi na ogromną skalę, gabaryty oraz koszty eksperymentu, przeprowadzono badanie pojedyncze dla każdego wariantu usztywnienia ($n = 1$).

W tego typu przypadkach celem eksperymentu nie jest wyznaczenie statystycznej wartości charakterystycznej za pomocą metod probabilistycznych, lecz przeprowadzenie tzw. badania weryfikacyjnego (Proof Test). Wartość obciążenia niszczącego, zarejestrowana na rzeczywistym stanowisku, traktowana jest wprost jako obiektywny, deterministyczny punkt referencyjny (tzw. fizyczny benchmark). Służy on do kalibracji i walidacji globalnych modeli MES (zarówno prętowych 7 DOF, jak i powłokowych GMNIA). Skorelowanie momentu zniszczenia z fizycznego eksperymentu z punktem utraty zbieżności w nieliniowym modelu numerycznym pozwala na potwierdzenie adekwatności założeń analitycznych i uprawnia projektanta do bezpiecznego stosowania zwalidowanego modelu MES w dalszej praktyce inżynierskiej.

3. Program Badań Eksperymentalnych (In-situ)

3.1. Modele badawcze i charakterystyka materiałowa

Do badań in-situ wykorzystano pełnoskalową konstrukcję wsporczą pod moduły PV w układzie V2x8, dostarczone przez firmę BUDMAT PV Systems. Elementy nośne wykonano ze stali S350GD (1.0529), charakteryzującej się nominalną granicą plastyczności $f_y = 350$ MPa oraz wytrzymałością $f_u = 420$ MPa. Zastosowano powłokę Magnelis ZM310, co zgodnie z normą PN-EN 1993-1-3 (pkt 3.2.4 ust. 3) wymusiło redukcję grubości obliczeniowej rdzenia z 1,5 mm do 1,45 mm.

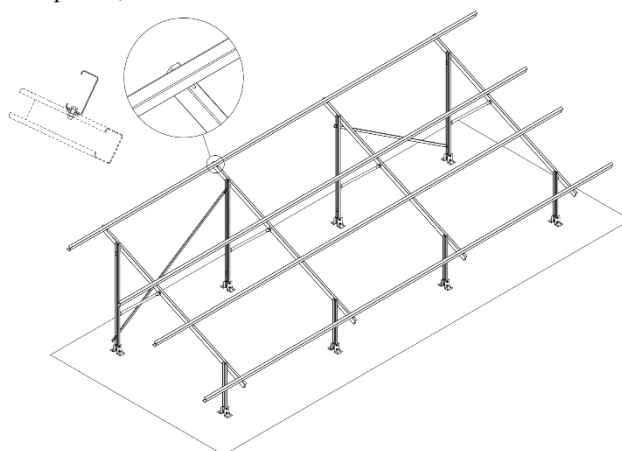
System oparto na profilach otwartych:

- Słupy tyłne i przednie: C 80/50/2.5/5/15.

- Stężenia: U 44/19.5/1.5/3.
- Płatwie: C 102/53/1.45/3/15.
- Krokwie: C 96/47/1.5/3/14.

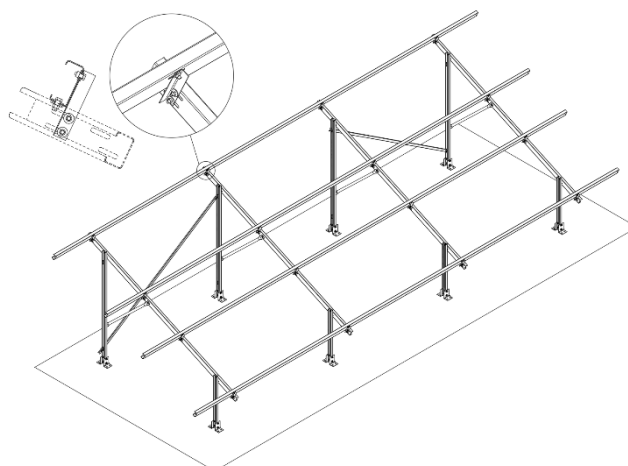
Przebadano dwa warianty konstrukcji różniące się budową węzła krokiew-płatew:

- wariant bez kątownika usztywniającego w węźle krokiew-płatew,



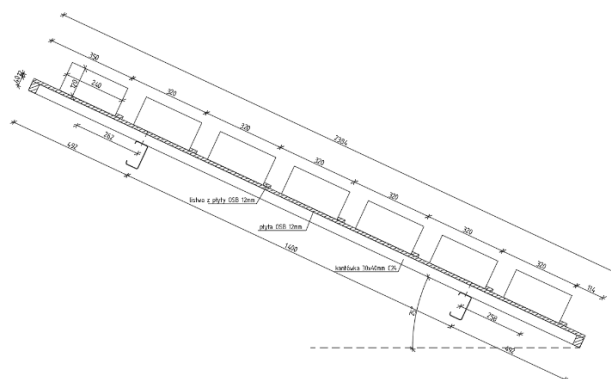
Rys. 3.1 Badana konstrukcja wsporcza bez kątownika usztywniającego w węźle krokiew-płatew.

- wariant z kątownikiem usztywniającym w węźle krokiew-płatew.



Rys. 3.2 Badana konstrukcja wsporcza z kątownikiem usztywniającym w węźle krokiew-płatew.

W celu wiernego odwzorowania sztywności i masy własnej poszycia przygotowano modele zastępcze modułów PV. Ramę modułu symulowano za pomocą kantówki z drewna konstrukcyjnego (klasa C24) o przekroju 30x40 mm, natomiast taflę szklaną zastąpiono płytą OSB o grubości 12 mm. Modele te mocowano do płatew stalowych za pośrednictwem wkrętów samowierzących $\phi 4,5$ mm (4 wkręty na moduł w miejscu oparcia ramki na płatwi).



Rys. 3.3 Konstrukcja zastępcza modułu PV.

3.2. Stanowisko badawcze, aparatura i metodyka pomiarowa

Badania in-situ pełnoskalowej konstrukcji przeprowadzono w kontrolowanych warunkach zamkniętej hali magazynowej. Takie podejście pozwoliło na całkowite wyeliminowanie wpływu losowych obciążeń środowiskowych (w szczególności bocznego parcia wiatru), które mogłyby zaburzyć odczyty aparatury pomiarowej. W trakcie prowadzenia prób stale monitorowano warunki środowiskowe; temperatura otoczenia wahała się w granicach od 10,7 °C do 14,4 °C, a wilgotność względna powietrza wynosiła od 58,1% do 74,1%.

Zgodnie z przyjętą metodyką, obciążenie aplikowano w sposób statyczny, realizując (etapowy) przyrost sił. Należy wyraźnie podkreślić kluczowy aspekt schematu obciążeniowego: ze względu na priorytet zapewnienia bezpieczeństwa personelowi badawczemu oraz chęć zasymulowania wysoce niekorzystnego stanu wyężenia bloczki betonowe układano wyłącznie na dolnej połowie połaci. Wprowadzenie takiej celowej asymetrii obciążenia poddało weryfikowane węzły i profile dodatkowym obciążeniom skręcającym i ścinającym.

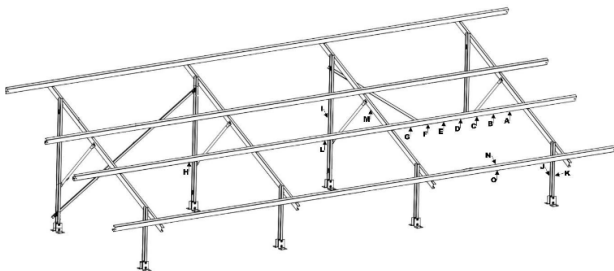
Do akwizycji danych pomiarowych na stanowisku wykorzystano zaawansowany system monitorujący deformacje w czasie rzeczywistym:

- **Pomiary ugięć:** Odształcenia głównych elementów nośnych w płaszczyźnie pionowej (ugięcia płatwi i krokwi) monitorowano przy pomocy precyzyjnych czujników przemieszczenia (czujników zegarowych).



Rys. 3.4 Rozmieszczenie przyrządów pomiarowych.

Zostały one zamocowane na niezależnych, sztywnych statywach w piętnastu krytycznych punktach pomiarowych (oznaczonych literami od A do O), zlokalizowanych w przśłach oraz nad podporami.



Rys. 3.5 Lokalizacja punktów pomiarowych.

- **Pomiary odchyień:** Odchylenia szczytów słupów podporowych mierzono wykorzystując poziomicę cyfrowe (inklinometry). Umożliwiło to precyzyjną rejestrację wektorów przechyłu (w przód/w tył oraz w lewo/w prawo) dla wszystkich ośmiu słupów ramy poddanych asymetrycznemu obciążeniu.

- **Skanowanie 3D:** Proces dyskretnego pomiaru punktowego uzupełniono o ciągłe skanowanie trójwymiarowe (3D) badanej struktury w kolejnych etapach obciążania. Pozwoliło to na weryfikację globalnego kształtu odształconego układu oraz późniejszą precyzyjną kalibrację numerycznych modeli powłokowych.

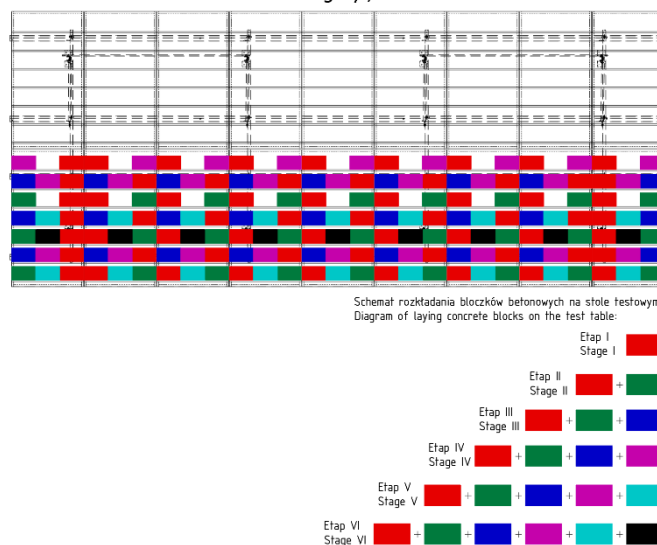


Rys. 3.6 Skanowanie 3D konstrukcji poddanej obciążeniu.

3.3. Schematy obciążenia

Aplikację obciążenia zrealizowano grawitacyjnie, układając bloczki betonowe w ściśle określonych miejscach.

Widok z góry / TOP VIEW



Rys. 3.7 Schemat rozmieszczenia bloczków betonowych na konstrukcji.

Pierwotny program badawczy zakładał realizację pięciu dyskretnych etapów obciążeniowych (od I do V). Niemniej jednak, w trakcie prowadzenia prób in-situ zaobserwowano, że wariant konstrukcji usztywnionej kątownikiem węzłowym wykazuje znaczną rezerwę wytrzymałościową i z powodzeniem przeniósł maksymalne zakładane siły. Z tego względu na bieżąco podjęto decyzję badawczą o rozszerzeniu procedury i wprowadzono dodatkowy, szósty etap obciążania (Etap VI). Został on zrealizowany wyłącznie dla wariantu usztywnionego kątownikiem, w celu bezpiecznego doprowadzenia tego układu do ostatecznego stanu granicznego nośności (SGN) i wywołania mechanizmu niszczonego.

Średnia masa pojedynczego bloczka wynosiła 23,20 kg, co generowało obciążenie rzędu ok. 0,228 kN.

Na poniższych rysunkach przedstawiono rzeczywisty układ bloczków betonowych na konstrukcji usztywnionej kątownikami dla każdego z sześciu etapów obciążenia:

- ETAP I: 63 bloczki (ok. 14,34 kN), konstr. bez kątowników.



- ETAP II: 90 bloczków (ok. 20,48 kN), konstr. bez kątowników.



- ETAP III: 117 bloczków (ok. 26,63 kN), konstr. z kątownikami.



- ETAP IV: 144 bloczki (ok. 32,77 kN), konstr. z kątownikami.



- ETAP V: 162 bloczki (ok. 36,87 kN), konstr. z kątownikami.



- ETAP VI: 171 bloczków (ok. 38,92 kN), konstr. z kątownikami.
- ZNISZCZENIE**

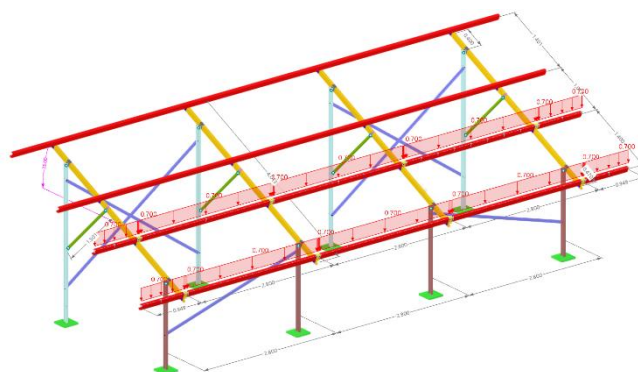


4. Modelowanie Numeryczne MES

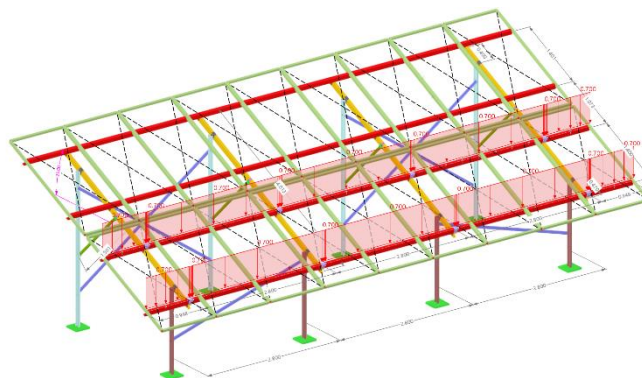
4.1. Klasyfikacja Poszycia i Modele Prętowe

Wykonano cztery warianty modeli prętowych, różniące się stopniem współpracy poszycia

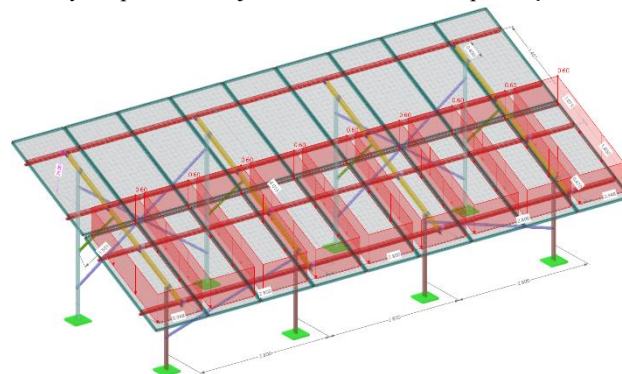
- Model I (Klasa III): Brak wpływu funkcji stężącej poszycia na konstrukcję.



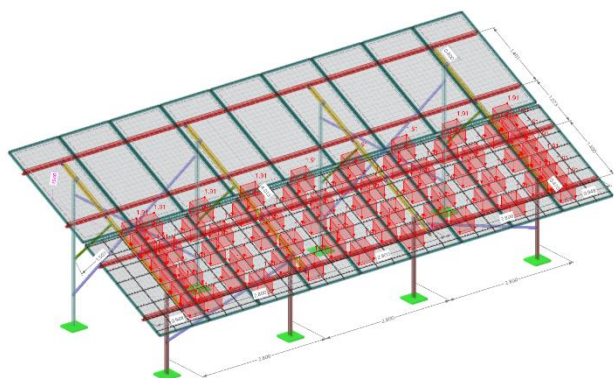
- Model II (Klasa II): Wprowadzono parametry zastępczej sztywności tarczowej stabilizującej płatwie, przy zachowaniu liniowego obciążenia.



- Model III (Klasa II): Moduły zamodelowano jawnie jako elementy belkowe (rama drewniana) i elementy powłokowe (płyta OSB). Obciążenie powierzchniowe rozłożone równomiernie na powierzchni modułu transferowane następnie na siły skupione w miejscu kontaktu modułu z płatwią.

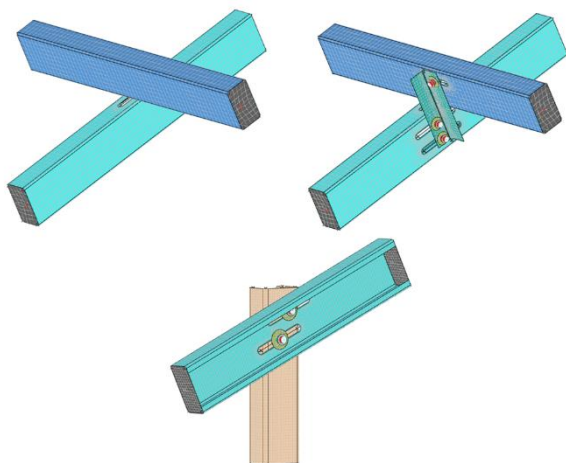


- Model IV (Klasa II): Moduły zamodelowano jawnie jako elementy belkowe (rama drewniana) i elementy powłokowe (płyta OSB). Elementy powłokowe podzielone na równe pola, odwzorowujące dokładne lokalizacje 171 bloczków. Transferowane następnie na siły skupione w miejscu kontaktu modułu z płatwią.



4.2. Podatność połączeń w modelu prętowym

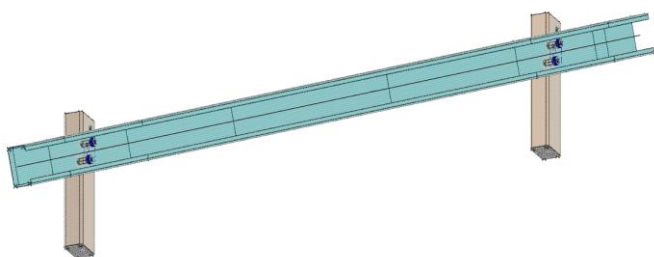
Odrzucono założenie o idealnie przegubowym lub sztywnym charakterze połączeń. Zbudowano powłokowe odpowiedniki wydzielonych węzłów słup-krokiew oraz krokiew-płatów, z kryterium granicznym 2% odkształceń plastycznych. Uzyskane z nich nieliniowe wartości początkowej sztywności obrotowej $S_{j,ini}$ zaimplementowano w modelach globalnych prętowych jako nieliniowe zwolnienia obrotowe.



Rys. 4.1 Wydzielone węzły krokiew-płatów bez kątownika i z kątownikiem usztywniającym oraz węzeł słup-krokiew do analizy sztywności w modelu powłokowym.

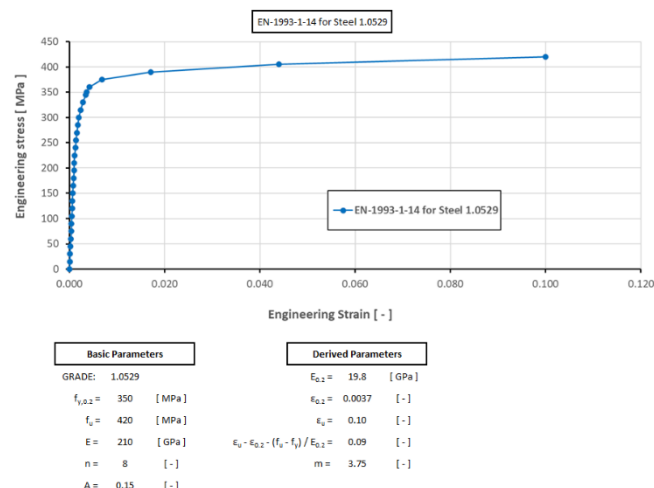
4.1. Modele powłokowe i analiza nieliniowa GMNIA

Nieliniową analizę powłokową GMNIA przeprowadzono dla wyizolowanej krokwi, rozpatrując dwa warianty podparcia: z dodatkowym kątownikiem i bez niego. Wpływ kątownika zamodelowano za pomocą sprężystych podpór obrotowych zlokalizowanych w węzłach na styku płatwi z krokwią. Parametry tych zastępczych sztywności pozyskano z uprzednio przeprowadzonej analizy podatności połączeń.



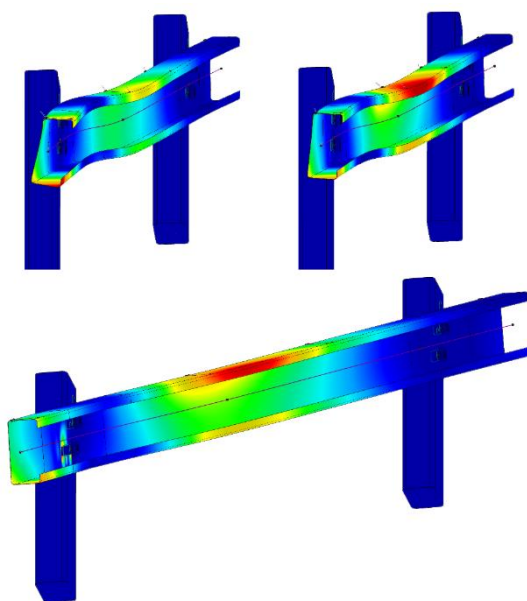
Rys. 4.2 Model powłokowy wydzielonej krokwi.

Zastosowano nieliniowy model materiałowy Ramberga-Osgooda, kalibrowany na podstawie danych dla stali S350GD: $E_{0.2} = 19,8$ GPa, parametr krzywizny $n=8$ oraz $m=3.75$.



Rys. 4.3 Wykres nieliniowego modelu materiałowego Ramberga-Osgooda.

Kluczowym aspektem było zaaplikowanie imperfekcji geometrycznych w oparciu o superpozycję form wyboczeniowych zaczerpniętych z analizy LBA oraz analizy nieliniowej: 100% imperfekcji globalnej + 100% imperfekcji lokalnej + 70% imperfekcji dystorsyjnej.



Rys. 4.4 Przykładowe przeskalowane imperfekcje geometryczne.

5. Wyniki Badań i Symulacji Numerycznych

5.1. Zachowanie konstrukcji i mechanizmy zniszczenia (In-situ)

Wyniki przeprowadzonych testów fizycznych ukazały odmienną charakterystykę pracy obu układów, ściśle uzależnioną od konstrukcji węzła krokiew-płatów. O ile w początkowych fazach obciążania (Etap I oraz II) oba badane warianty wykazywały przyrost przemieszczeń, to w układzie pozbawionym kątowników usztywniających narastające deformacje wizualnie wzbudziły obawy o bezpieczeństwo ekipy badawczej. Z tego względu podjęto decyzję o wprowadzeniu tymczasowych podpór asekuracyjnych pod dolne krawędzie modułów na czas manualnej aplikacji obciążenia dla Etapu III. Należy wyraźnie zaznaczyć, że w wariantcie usztywnionym kątownikami węzłowymi procedura ta nie była wymagana ze względu na wysoką sztywność i stabilność ustroju.

Zasadnicza rozbieżność w zachowaniu konstrukcji uwidoczniła się bezpośrednio po demontażu wspomnianych podpór asekuracyjnych w wariancie bez kątowników. Doszło wówczas do gwałtownej utraty stateczności globalnej układu, skutkującej natychmiastową awarią krokwi. W przeciwieństwie do tego, ustrój zintegrowany za pomocą kątowników stabilizujących (obciążany całkowicie swobodnie) wykazał zdolność do bezpiecznego przeniesienia obciążeń z kolejnych faz testu, znosząc z powodzeniem maksymalne zaplanowane obciążenie dla Etapu V (ok. 36,87 kN).

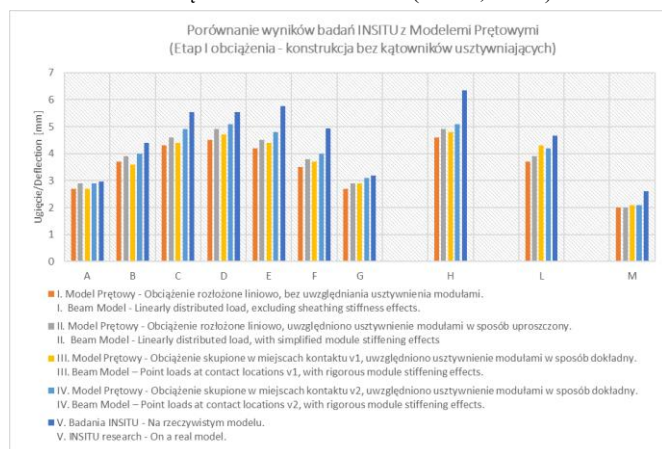
5.2. Weryfikacja wektorów obciążeń i ugięć modeli prętowych

Zasadniczym etapem walidacji modeli numerycznych było porównanie przemieszczeń uzyskanych z symulacji z wynikami badań fizycznych. Przemieszczenia ramy weryfikowano na podstawie odczytów z czujników zegarowych, zlokalizowanych w piętnastu niewrażliwych punktach pomiarowych konstrukcji (oznaczonych od A do O), obejmujących m.in. środki rozpiętości płatwi i krokwi. Analizie poddano cztery warianty modeli prętowych (Modele I-IV), różniące się sposobem uwzględnienia poszycia, zestawiając je z rzeczywistymi ugięciami zarejestrowanymi na stanowisku badawczym (oznaczonymi na wykresach jako wariant V – Badanie INSITU).

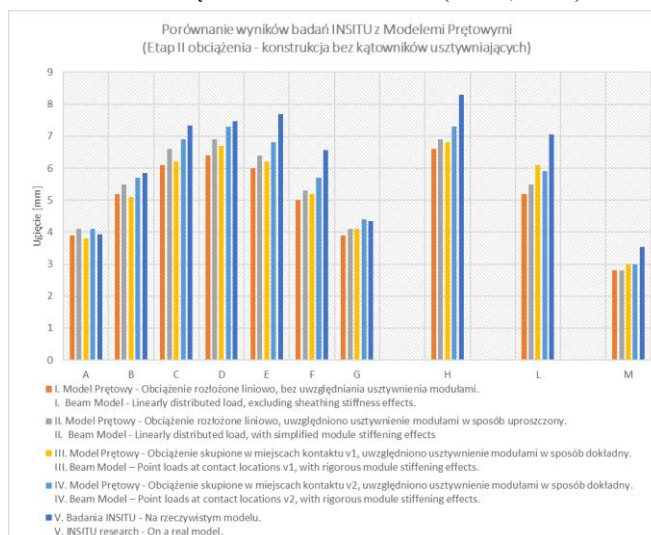
5.2.1. Zachowanie konstrukcji bez kątowników usztywniających (Etapy I-III)

Zgodnie z wynikami pomiarów, układ pozbawiony dodatkowego usztywnienia węzłów uległ awarii podczas Etapu III obciążania, bezpośrednio po usunięciu tymczasowych podpór. Co niezwykle istotne, krzywe nośności uzyskane zarówno z modeli prętowych, jak i zaawansowanych analiz numerycznych prawidłowo zidentyfikowały ten stan graniczny – wskazywały one na zniszczenie ustroju już po przyłożeniu niewielkiej części obciążenia przewidzianego dla Etapu III. Mimo że dokładna wartość siły niszczonej w momencie fizycznego załamania się konstrukcji na stole testowym nie została wprost uchwycona przez aparaturę pomiarową ze względu na gwałtowność zjawiska, ścisła zbieżność prognoz numerycznych z rzeczywistą awarią weryfikuje poprawność przyjętych założeń. Zarejestrowane w poprzedzającym zniszczenie Etapie I ugięcia rzeczywiste były w wielu punktach wyższe niż zakładały to modele sprężyste, co zwiastowało bardzo wysoką podatność i narastające niestabilności w węzłach.

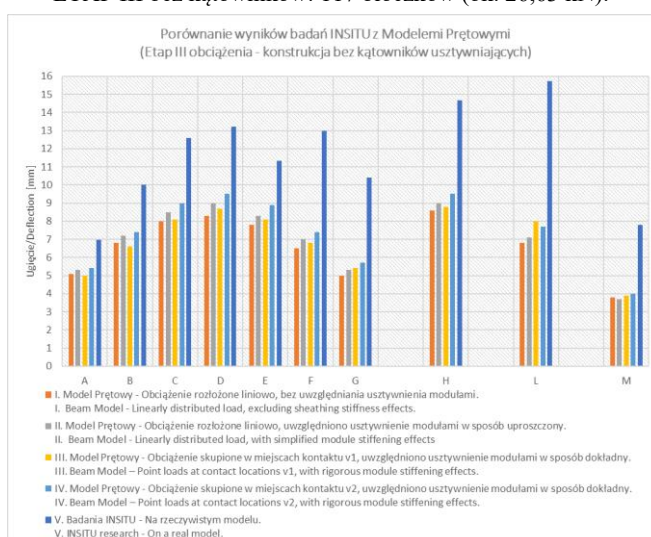
- ETAP I bez kątowników: 63 bloczki (ok. 14,34 kN).



- ETAP II bez kątowników: 90 bloczków (ok. 20,48 kN).



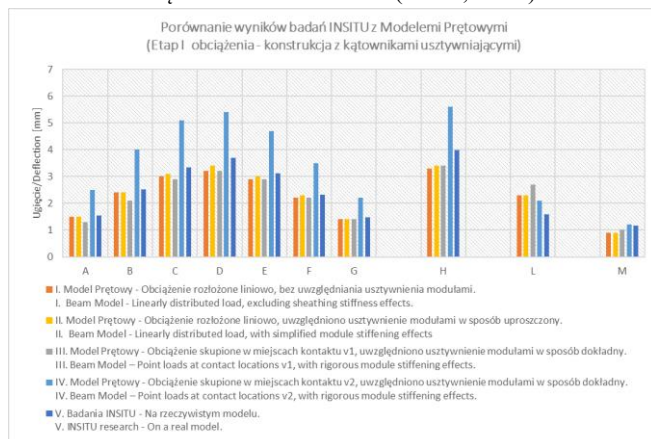
- ETAP III bez kątowników: 117 bloczków (ok. 26,63 kN).



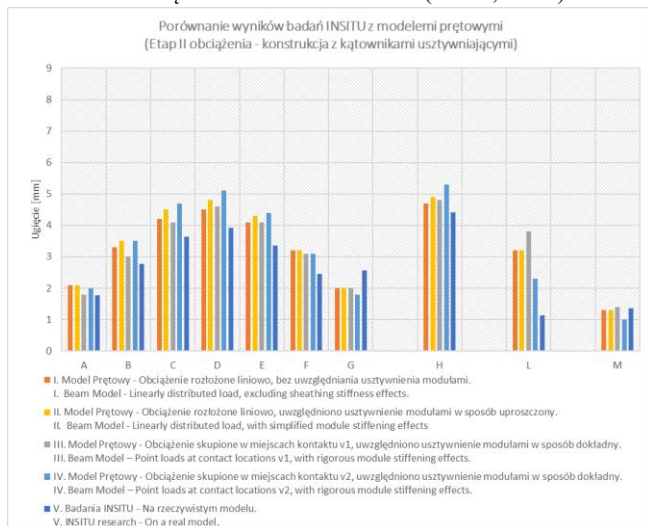
5.2.2. Zachowanie konstrukcji z kątownikami usztywniającymi (Etapy I-V)

Fazy początkowe (Etapy I i III): W początkowych stadiach pracy układu obserwuje się stosunkowo dobrą korelację pomiędzy rzeczywistym zachowaniem konstrukcji a odpowiedziami modeli prętowych MES.

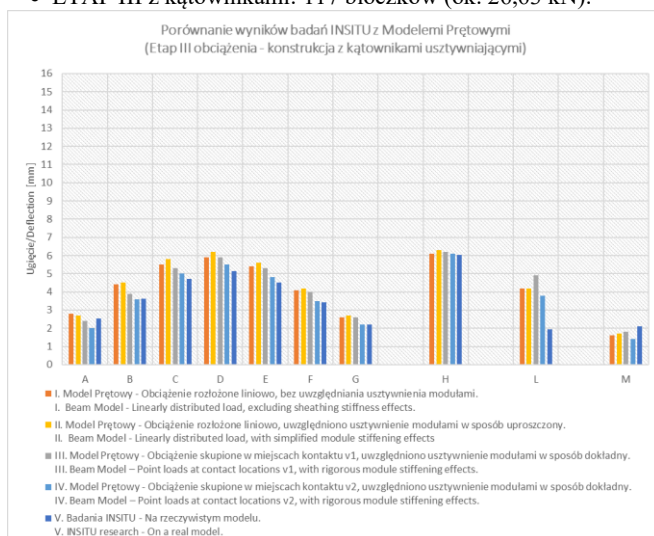
- ETAP I z kątownikami: 63 bloczki (ok. 14,34 kN).



- ETAP II z kątownnikami: 90 bloczków (ok. 20,48 kN).

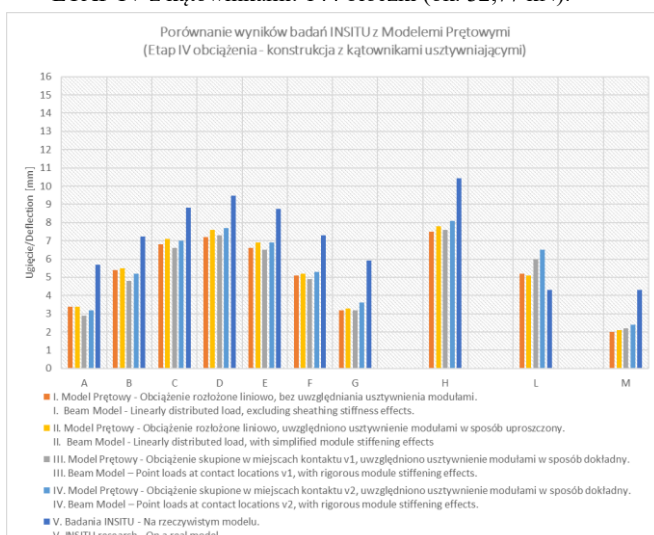


- ETAP III z kątownnikami: 117 bloczków (ok. 26,63 kN).

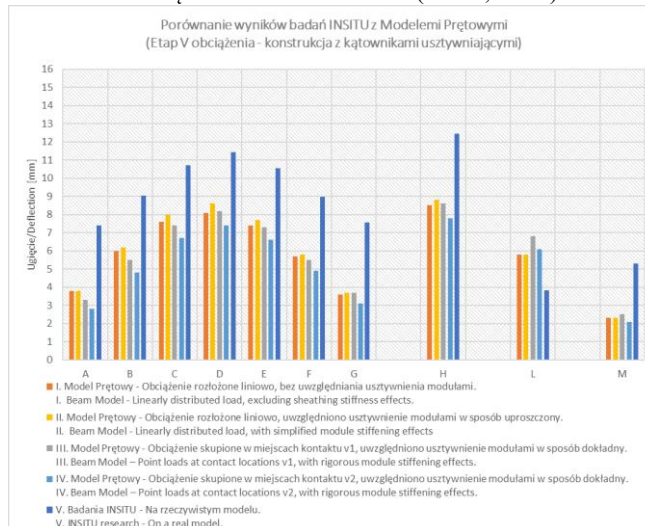


Fazy zaawansowane (Etap IV-V): Wraz z istotnym narastaniem obciążenia, zauważalna staje się dywergencja wyników. Ugięcia zarejestrowane na stanowisku badawczym (wariant V) dla niewrażliwych punktów pomiarowych (m.in. C, D, E, H) przyjmują wartości systematycznie i znacząco wyższe od tych prognozowanych przez sprężyste modele prętowe. Przykładowo, w zaawansowanym Etapie V, rzeczywiste przemieszczenia w punktach D, C czy H zdecydowanie deklasują rzędne odkształceń z symulacji.

- ETAP IV z kątownnikami: 144 bloczki (ok. 32,77 kN).



- ETAP V z kątownnikami: 162 bloczki (ok. 36,87 kN).

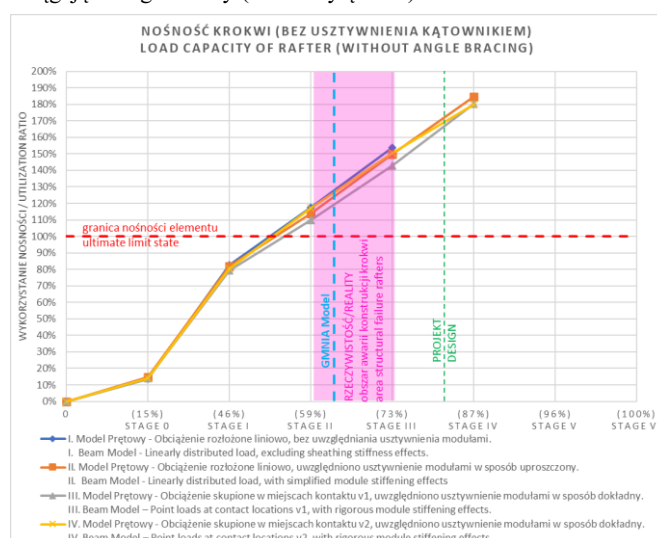


Stan ten jest w pełni uzasadniony z punktu widzenia mechaniki konstrukcji: modele prętowe bazujące na stałych zwolnieniach oraz materiałach liniowo sprężystych nie są w stanie w pełni odzwierciedlić skomplikowanych, silnie nieliniowych zjawisk fizycznych zachodzących przy ekstremalnym wyężeniu profili cienkościennych. Rzeczywista konstrukcja poddana znacznym siłom doświadczała lokalnych odkształceń plastycznych w rejonach złączy, kasowania luzów montażowych w otworach owalnych i okrągłych oraz postępującej deplanacji, co przekładało się na szybszy przyrost ugięć.

5.3. Porównanie nośności modeli prętowych z badaniami in-situ

Kluczowym etapem weryfikacji było zestawienie wyężenia elementów (krokwi i płatwi) wyznaczonego analitycznie z sił wewnętrznych modeli prętowych (Modele I-IV) z rzeczywistym momentem zniszczenia konstrukcji na stanowisku badawczym.

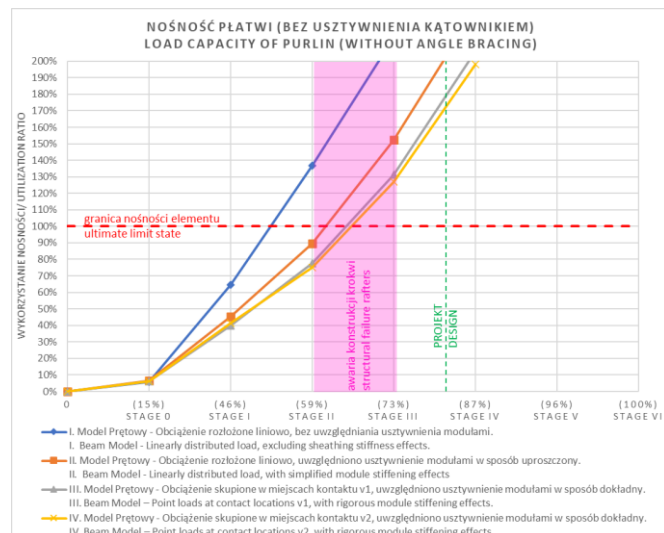
W wariancie bez kątownników usztywniających, krzywe wykorzystania nośności dla wszystkich modeli prętowych wcześniej osiągają stan graniczny (100% wyężenia).



Rys. 5.1 Nośność krokwi bez usztywnienia kątownnikiem.

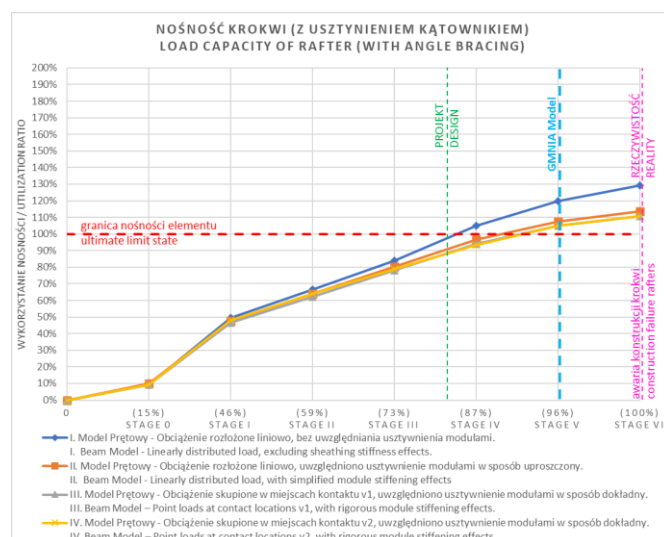
Z analizy wykresów (Rys. 5.1 i Rys. 5.2) można odczytać, że wszystkie modele prętowe wykazują wyczerpanie normowej nośności granicznej już pomiędzy Etapem I a Etapem II obciążenia. Dodatkowo, z wykresu dla krokwi (Rys. 5.1) wynika, że mimo zastosowania różnych wariantów modelowania i odmiennych klas współpracy poszycia z konstrukcją (Klasa II vs Klasa III), element ten traci nośność analityczną niemal dokładnie w tym samym momencie. Dobitnie dowodzi to braku fizycznej aktywacji

mechanizmu tarczowego przy swobodnym węźle. Natomiast rzeczywisty układ in-situ przeniósł przyłożone obciążenie Etapu II, mimo bardzo znacznego przyrostu ugięć elementów płatwi oraz krokwi. Z kolei zaawansowany model powłokowy GMNIA wskazuje na całkowitą utratę nośności krokwi w obszarze ok. ¼ przyrostu obciążenia pomiędzy Etapem II a Etapem III. Taka gradacja wyników doskonale koresponduje z obszarem rzeczywistej, gwałtownej awarii zaobserwowanej na stanowisku badawczym tuż po przejściu do Etapu III obciążania.



Rys. 5.2 Nośność płatwi bez usztywnienia kątownikiem.

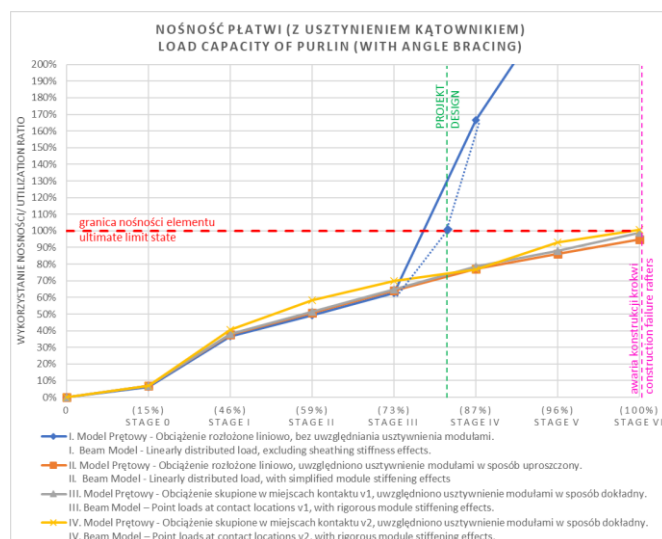
W wariancie z zastosowanym kątownikiem usztywniającym, podstawowy Model prętowy I (Klasa III) osiąga analityczny stan graniczny nośności znacznie wcześniej, niż miało to miejsce na stanowisku badawczym (gdzie rzeczywisty układ bezpiecznie przeniósł pełne obciążenia Etapu V, ulegając awarii dopiero przy maksymalnym obciążeniu niszczącym w Etapie VI). Potwierdza to, że standardowe podejście projektowe, polegające na całkowitym pominięciu wpływu poszycia, w sposób wysoce konserwatywny i bezpieczny szacuje wytrzymałość elementów cienkościennych.



Rys. 5.3 Nośność krokwi usztywnionej kątownikiem.

Jednocześnie analiza wykresów dla tego wariantu (Rys. 5.3 oraz 5.4) bezspornie dowodzi, że obecność węzłowego kątownika usztywniającego skutecznie aktywuje mechanizm pracy tarczowej. W przeciwieństwie do układu bez kątowników, tutaj wyraźnie zarysowuje się wpływ przyjętej klasy współpracy poszycia z konstrukcją – zachowawczy Model I (Klasa III) wykazuje wcześniejsze wyczerpanie nośności w stosunku do pozostałych

modeli prętowych, które uwzględniają stężającą rolę modułów PV (Klasa II). Z kolei zaawansowana analiza nieliniowa GMNIA precyzyjnie aproksymuje rzeczywiste zachowanie układu, wskazując granicę nośności na poziomie obciążenia Etapu V. Daje to doskonałą zgodność wyników – model numeryczny wykazał zaledwie 4% różnicy (bezpiecznego niedoszacowania) względem faktycznego obciążenia niszczonego zarejestrowanego w eksperymencie.



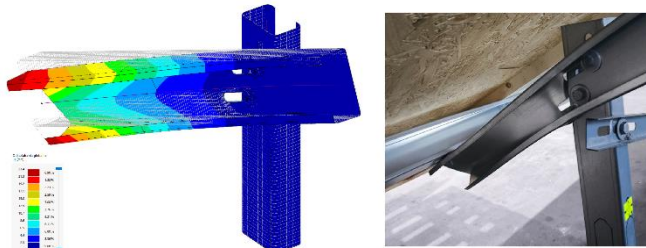
Rys. 5.4 Nośność płatwi usztywnionej kątownikiem.

5.1. Wyniki analizy GMNIA wyizolowanej krokwi

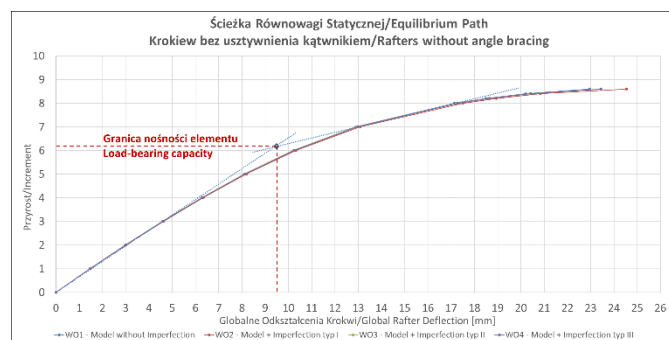
Analiza nośności krokwi przy użyciu metody powłokowej GMNIA potwierdziła obserwacje ze stanowiska badawczego i dopełniła obraz nakreślony przez modele prętowe.

Najbardziej miarodajnym rezultatem nieliniowych obliczeń MES w analizie ustrojów cienkościennych są tzw. Ścieżki Równowagi Statycznej (SRS) (ang. Equilibrium Path), obrazujące zależność zmiany przemieszczeń węzłów w funkcji przyrostu obciążenia. W przypadku analiz GMNIA, gdy wykresy SRS nie wykazują nagłego załamania utraty stateczności, lecz przyjmują postać krzywych monotonicznie rosnących, obliczeniową nośność graniczną można skutecznie szacować m.in. z wykorzystaniem metody stycznych. Podejście to pozwala na rzetelne określenie momentu wyczerpania nośności, gdy utrata zbieżności modelu następuje w sposób łagodny.

Krokiew bez kątownika: Ścieżka zbieżności wykazała przedwczesne wyczerpanie nośności elementu już przy obciążeniu odpowiadającym początkowej fazie Etapu III (na poziomie 6. przyrostu obciążenia z 10 założonych dla tego etapu). Awaria inicjowana była deformacją środka i znacznym obrotem węzła.

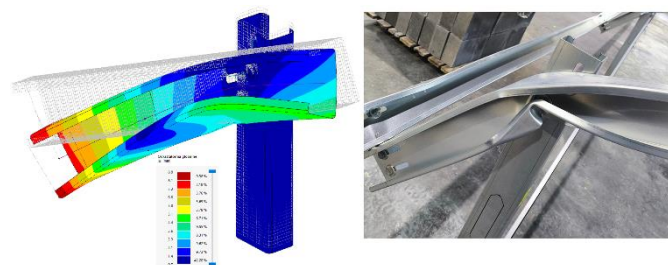


Rys. 5.5 Odształcenie wspornika krokwi przy maksymalnym przyroście 8.6 w stosunku do odształcenia wspornika krokwi uzyskanego w badaniach.

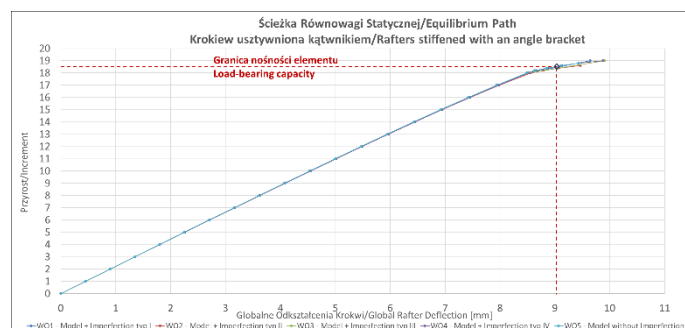


Rys. 5.6 Ścieżka równowagi statycznej (SRS) krokwi bez kątownika usztywniającego.

Krokiew z kątownikiem: Wprowadzenie kątownika radykalnie poprawiło stateczność skrętną elementu. Model osiągnął niemal pełne obciążenie odpowiadające Etapowi VI (w 18.6 przyroście na 20). Uzyskana nośność uplasowała się nieco wyżej niż modelach prętowych, zbliżając się do krytycznych wyników z testu fizycznego. Awaria inicjowana była deformacją półek i lokalną utratą stateczności części ściskanych.



Rys. 5.7 Przeskalowane odkształcenie wspornika krokwi przy przyroście 18.6 w stosunku do odkształcenia wspornika krokwi uzyskanego w badaniach.



Rys. 5.8 Ścieżka równowagi statycznej (SRS) krokwi z kątownikiem usztywniającym.

6. Analiza i Interpretacja Wyników Badań Eksperymentalnych

Przeprowadzona wielowątkowa analiza eksperymentalno-numeryczna stalowych konstrukcji wsporczych pod moduły fotowoltaiczne, bazująca na synergii pełnoskalowych badań in-situ, modelowania prętowego z uwzględnieniem 7. stopnia swobody oraz zaawansowanej analizy powłokowej GMNIA, pozwala na sformułowanie następujących, kluczowych dla praktyki inżynierskiej wniosków:

- Warunkowość usztywnienia tarczy PV i fundamentalna rola detalu węzłowego:** Samo mechaniczne połączenie ram modułów PV z rusztem stalowym nie gwarantuje powstania ustroju quasi-tarczowego. Badania udowadniają, że panele fotowoltaiczne nie pełnią funkcji stężącej układ w płaszczyźnie połączy, jeżeli węzeł łączący krokiew z płatwią pozwala na swobodny obrót deformacyjny i deplanację. Zastosowanie dodatkowego, stalowego kątownika

stabilizującego jest bezwzględnie konieczne do zamknięcia obwodu kinematycznego sił tnących. Dopiero jego implementacja aktywuje efekt tarczy, co diametralnie zapobiega przedwczesnej utracie stateczności giętno-skrętnej i wielokrotnie podnosi nośność graniczną całego systemu. Należy przy tym zaznaczyć, bazując na doświadczeniu projektowym autora, że aktywacja mechanizmu tarczowego bez użycia kątowników jest teoretycznie możliwa w specyficznych schematach konstrukcyjnych. Wymagałoby to jednak oparcia ustroju na profilach krępych (o niskiej smukłości ścianek) oraz blachach o znacznie większej grubości, zdolnych do przejścia sił tnących przez sam styk bezpośredni. W przypadku rynkowych systemów wsporczych, których nadrzędnym celem jest minimalizacja wagi, takie rozwiązanie jest całkowicie nieakceptowalne. Pogrubienie rdzenia nośnego całych profili generuje nieproporcjonalnie wysokie koszty materiałowe w porównaniu do zastosowania lekkich profili cienkościennych zespolonych tanim, systemowym kątownikiem węzłowym.

- Optymalność i bezpieczeństwo modeli prętowych (7 DOF):** Analiza MES bazująca na modelach prętowych, pod warunkiem uwzględnienia siódmego stopnia swobody (miary deplanacji przekroju), stanowi optymalne narzędzie projektowe dla konstrukcji z profili cienkościennych otwartych. Mimo że modele te w zaawansowanych fazach obciążenia charakteryzują się bezpiecznym, konserwatywnym niedoszacowaniem ostatecznej nośności w stosunku do rzeczywistości, wykazują one bardzo dobrą zbieżność z wynikami ugięć z badań in-situ w fazie sprężystej. Ich stosowanie gwarantuje satysfakcjonujący poziom bezpieczeństwa projektowego przy zachowaniu ułamka nakładu pracy wymaganego do modelowania powłokowego.
- Znaczenie lokalnej podatności połączeń:** Warunkiem uzyskania rzetelnych i wiarygodnych wyników z globalnego modelu prętowego jest dokładna implementacja podatności kluczowych złączy śrubowych. Zgodnie z zasadami mechaniki, traktowanie takich węzłów jako w pełni sztywnych lub idealnie przegubowych jest błędem, który prowadzi do fałszywego obrazu dystrybucji sił wewnętrznych (w tym bimomentów). Należy wprowadzać sprężyste zwolnienia obrotowe bazujące na początkowej sztywności węzła.
- Rezerwy nośności i celowość stosowania analizy GMNIA:** Zastosowanie nieliniowej analizy powłokowej (GMNIA) z wykorzystaniem modelu materiałowego Ramberga-Osgooda uwidacznia, że poprawnie usztywnione profile otwarte dysponują rezerwami nośności. Klasyczne metody analityczne ujęte w normach zaniżają rzeczywistą pojemność strukturalną elementów. Niemniej jednak, z uwagi na olbrzymią pracochłonność przygotowania i obliczania takich modeli, wykorzystanie analizy GMNIA w komercyjnym projektowaniu powinno ograniczać się do optymalizacji pojedynczych, najbardziej wyťažonych i powtarzalnych detali węzłowych lub izolowanych elementów do oceny ich nośności.
- Weryfikacja założeń projektowych wg PN-EN 1993-1-3:** Praktyka uwzględniania poszycia z modułów fotowoltaicznych w globalnej analizie nośności jako elementu stężącego (Klasa II konstrukcji) jest dopuszczalna wyłącznie pod warunkiem pełnego zagwarantowania niezawodności lokalnych węzłów. Wszelkie systemy oparte na połączeniach bez dodatkowych elementów stabilizujących

styk (np. brak kątownika w węźle krzyżowym, brak odpowiedniej sztywności elementów podpierających) należy bezwzględnie projektować w sposób zachowawczy – jako układ Klasy III, całkowicie pomijając usztywniający wpływ paneli PV.

- 6. Rola deterministycznych badań pełnoskalowych:** Zgodnie z wytycznymi normy PN-EN 1993-1-3 (Rozdział 9: Projektowanie wspomagane badaniami), dopuszcza się i rekomenduje wykorzystanie badań doświadczalnych w celu weryfikacji nośności oraz walidacji zaawansowanych modeli numerycznych. Należy jednak wyraźnie rozróżnić celowość statystycznych badań seryjnych pojedynczych komponentów od jednostkowych badań pełnoskalowych układów przestrzennych. W odniesieniu do zrealizowanych w ramach niniejszej pracy badań obciążeniowych in-situ (badanie niszczące tzw. "stołu" fotowoltaicznego), z uwagi na znaczną skalę, gabaryty oraz koszty eksperymentu, przeprowadzono badanie pojedyncze dla każdego wariantu usztywnienia ($n = 1$). W świetle wytycznych Załącznika D do normy PN-EN 1990 (Projektowanie wspomagane badaniami), wynik pojedynczego testu ($n=1$) nie pozwala na wyznaczenie statystycznej wartości charakterystycznej za pomocą metod probabilistycznych. Z tego względu, zarejestrowanej wartości siły niszczącej nie należy stosować bezpośrednio jako nośności obliczeniowej ustroju bez uprzedniej redukcji odpowiednio wysokimi współczynnikami bezpieczeństwa. Zamiast tego, zrealizowany eksperyment należy traktować ściśle jako tzw. badanie weryfikacyjne (Proof Test). Wartość obciążenia niszczącego, uzyskana na rzeczywistym stanowisku, stanowi w tym ujęciu obiektywny, deterministyczny punkt referencyjny (fizyczny benchmark). Służy on wyłącznie do rygorystycznej kalibracji i walidacji globalnych modeli numerycznych MES (zarówno prętowych 7 DOF, jak i powłokowych GMNIA). Ścisłe skorelowanie momentu zniszczenia z fizycznego eksperymentu z punktem utraty zbieżności w nieliniowym modelu numerycznym potwierdza adekwatność założeń analitycznych i ostatecznie uprawnia projektanta do bezpiecznego stosowania tak zwalidowanego modelu MES w dalszej praktyce inżynierskiej.

Oświadczenie o autorstwie

Bartosz Majchrzak- Pisanie – oryginalny projekt, Wizualizacja, Walidacja, Oprogramowanie, Metodologia, Badanie, Analiza formalna, Gromadzenie danych, Nadzór.

Oświadczenie o konflikcie interesów

Autor oświadcza, że nie występują żadne znane mu konflikty interesów – zarówno finansowe, jak i osobiste – które mogłyby wpłynąć na treść i wyniki przedstawione w niniejszym raporcie.

Podziękowania

Autor składa serdeczne podziękowania firmie BUDMAT Bogdan Więcek za dostarczenie materiałów do badań oraz za udostępnienie zaplecza badawczego, co umożliwiło przeprowadzenie prób wytrzymałościowych.