ZESZYTY NAUKOWE
POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

FOLIA SCIENTIARUM
UNIVERSITATIS TECHNICAE RESOVIENSIS

NR 276

BUDOWNICTWO I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

Kwartalnik

zeszyt 58

nr 1/2011

OFICYNA WYDAWNICZA POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ

Wydano za zgodą Rektora

R e d a k t o r n a c z e l n y
Wydawnictw Politechniki Rzeszowskiej
prof. dr hab. inż. Feliks STACHOWICZ

K o m i t e t R e d a k c y j n y
Władysław FILAR
Roman PETRUS
Grzegorz PROKOPSKI
Jarosław SĘP
Jan STANKIEWICZ
Zbigniew ŚWIDER

R e d a k t o r s e r i i
Grzegorz PROKOPSKI

R e d a k t o r n a u k o w y
Adam REICHHART

O p i n i o d a w c y
Andrzej AJDUKIEWICZ, Zbigniew BAĆ, Antoni BIEGUS, Jan BILISZCZUK, Jan BRÓDKA, Kazimierz FLAGA, Rafał GARNCAREK, Marcin A. GIŻEJOWSKI, Bronisław GOSOWSKI, Marian GWÓŹDŹ, Roman JANKOWIAK, Aleksander KOZŁOWSKI, Witold KUCHARCZYK, Stanisław KUŚ, Marek ŁAGODA, Andrzej ŁAPKO, Jan OBRĘBSKI, Szymon PAŁKOWSKI, Aleksandra PROKOPSKA, Stefan PYRAK, Wojciech RADOMSKI, Adam REICHHART, Janusz RĘBIELAK, Adam RYBKA, Tomasz SIWOWSKI, Kazimierz SZULBORSKI, Maciej SZUMIAŁA, Szczepan WOLIŃSKI, Stefan WRONA, Walter WUWER, Wojciech ZABŁOCKI, Wacław ZALEWSKI, Leonard ZIEMIAŃSKI, Jerzy ZIÓŁKO, Henryk ZOBEL, Jan ŻMUDA, Wojciech ŻÓŁTOWSKI, Krzysztof ŻÓŁTOWSKI

R e d a k t o r z y z e s z y t u
Zdzisław PISAREK
Zbigniew KIEŁBASA

p-ISSN 0209-2646

Wersja drukowana kwartalnika jest wersją pierwotną

Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej
ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów

Nakład 150 + 50 egz. Ark. wyd. 41,94. Ark. druk. 29,25. Papier offset. kl. III 70g B1.
Oddano do druku w październiku 2010 r. Wydrukowano w październiku 2010 r.
Drukarnia Oficyny Wydawniczej, ul. W. Pola 2, 35-959 Rzeszów
Zam. nr 97/10

SPIS TREŚCI

Jacek ABRAMCZYK
Geometryczne kształtowanie pasmowych przekryć powłokowych z płaskich arkuszy blachy trapezowej 7

Jacek ABRAMCZYK
Geometryczne kształtowanie segmentowych przekryć powłokowych z płaskich arkuszy blachy trapezowej 19

Zbigniew BAĆ, Janusz RĘBIELAK
Obiekty centralne w autorskiej koncepcji projektowej dla Expo Wrocław 2010 31

Wioleta BARCEWICZ, Marian GIŻEJOWSKI
Stalowo – betonowe węzły zespolone z wykorzystaniem blach profilowanych 35

Zbigniew BIENIEK
Podstawy mechaniki systemów tensegrity 47

Zbigniew BIENIEK
Zarys morfologii systemów tensegrity 57

Jan BILISZCZUK, Jerzy ONYSYK, Wojciech BARCIK, Jacek SZCZEPAŃSKI, Artur TUKENDORF, Kamil TUKENDORF
Kształtowanie konstrukcyjno-technologiczne betonowego mostu podwieszonego w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia 69

Tomasz DOMAŃSKI
Częściowe współczynniki bezpieczeństwa konstrukcji drewnianych 83

Artur DUCHACZEK, Zbigniew MAŃKO
Badania zmęczeniowe dźwigara stalowego ze szczeliną w środniku 91

Kazimierz FLAGA, Krystyna JANUSZKIEWICZ
Beton – tworzywo konstrukcyjne do kształtowania obiektów budowlanych i inżynierskich 99

Bronisław GOSOWSKI, Maciej GOSOWSKI, Paweł LORKOWSKI
Nośność na wyrywanie wkrętów mocowanych w cienkim podłożu 115

Knut GÖPPERT, Lorenz HASPEL, Andrzej WINKLER
National stadium in Warsaw - general description of the structure. 123

Marian GWÓŹDŹ, Justyna FERENC
Nośność cienkościennych aluminiowych konstrukcji z blach profilowanych 129

Grzegorz HARPULA
Rozwiązania konstrukcyjne dachu kościoła w Sędziszowie Małopolskim 141

Joanna JANKOWSKA – SANDBERG
Nośność cienkościennych elementów zginanych o przekroju ceowym zgodnie z PN-EN 1993-1-3 oraz PN-B-03207 153

Stanisław JURCZAKIEWICZ, Janusz RĘBIELAK
Wstępna analiza statyczna jednej z odmian konstrukcji typu JR Tetra System 161

Tomasz KACZMAREK, Grzegorz FREJ
Propozycja kratowych kładek dla pieszych z kształtowników zamkniętych 171

Paweł KAWECKI
Kształtowanie konstrukcji na przykładzie stalowej estakady transportowej na terenie górniczym 179

Kamil KĘDZIOR, Aleksander KOZŁOWSKI
Sztywność budynku ze stężeniami o różnej konfiguracji..... 191

Tomasz KOZŁOWSKI
Dom dostępny – międzynarodowe spojrzenie na jednorodzinne budownictwo ekonomiczne .. 203

Stanisław KUŚ
Stadion miejski w Rzeszowie 215

Stanisław KUŚ
Rola konstruktora w kształtowaniu współczesnej architektury na przykładzie Petera Rice'a (1935 – 1992) 221

Joanna LENAR, Lucjan ŚLĘCZKA
Kształtowanie wieży telekomunikacyjnej o nietypowym kształcie 227

Mariusz MAŚLAK
Częściowe współczynniki bezpieczeństwa w wyjątkowej sytuacji pożaru – przyczynek do dyskusji 237

Hanna MICHALAK
O tendencjach kształtowania konstrukcyjno-przestrzennego przekryć cięgnowych dużych rozpiętości 247

Jan B. OBRĘBSKI
Przegląd form regularności konstrukcji prętowych stosowanych w pracach własnych..... 259

Zdzisław PISAREK
Kształtowanie ram portalowych z zastosowaniem połączeń śrubowych 271

Wojciech RADOMSKI
Przyszłość mostownictwa w świetle obserwowanych kierunków jego rozwoju 283

Adam REICHHART
Kształtowanie konstrukcji przekrycia o nieregularnej formie kościoła w Sędziszowie Małopolskim 299

Wiesław ROKICKI, Kazimierz SZULBORSKI
Kształtowanie struktur nośnych w budynkach o niekonwencjonalnej formie..... 309

Adam RYBKA, Jarosław JAWORSKI, Sławomir RYBKA
Budynek biurowy w konstrukcji stalowej 315

Jerzy SENDKOWSKI, Anna TKACZYK, Łukasz TKACZYK
Analiza uszkodzeń konstrukcji zadaszenia parkingu 323

Tomasz SIWOWSKI, Piotr ŻÓŁTOWSKI
Kształtowanie architektoniczno – konstrukcyjne kładki dla pieszych przez Wisłę w Krakowie 331

Tomasz SIWOWSKI
Kształtowanie obiektów mostowych ze stopów aluminium 341

Szymon SWIERCZYNA, Walter WUWER
Tarcie obrotowe w połączeniach zakładkowych na sworznie w złożonym stanie obciążenia ... 353

Maciej SZUMIGAŁA, Katarzyna TERESIŃSKA
Kryteria doboru konstrukcji w budynkach szkieletowych 363

Lucjan ŚLĘCZKA
Kształtowanie węzłów ram stalowych narażonych na oddziaływania sejsmiczne 375

Krzysztof TROJNAR
Fundamenty hybrydowe w budownictwie komunikacyjnym 387

Szczepan WOLIŃSKI
O kryteriach kształtowania konstrukcji 399

Walter WUWER, Kamil SŁOWIŃSKI
Badania złożonego elementu cienkościennego z podatnymi połączeniami sworzniowymi..... 409

Jan ZAMOROWSKI
Specyfika konstrukcji hali widowiskowo-sportowej „Spodek” w Katowicach 421

Henryk ZOBEL, Thakaa ALKHAFAJI
Kształtowanie współczesnych drewnianych kładek dla pieszych 433

Krzysztof ŻÓŁTOWSKI, Tomasz ROMASZKIEWICZ
Kładka przez Wisłę w Krakowie. Cechy dynamiczne i ich wpływ na ostateczną formę konstrukcyjną obiektu..... 449

Krzysztof ŻÓŁTOWSKI, Tomasz ROMASZKIEWICZ
Przekrycie stadionu piłkarskiego na Euro 2012 w Gdańsku Letnicy..... 461

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Jacek ABRAMCZYK
Zakład Geometrii i Grafiki Inżynierskiej
WBiIŚ Politechniki Rzeszowskiej

GEOMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE PASMOWYCH PRZEKRYĆ POWŁOKOWYCH Z PŁASKICH ARKUSZY BLACHY TRAPEZOWEJ

1. WPROWADZENIE

Artykuł dotyczy geometrycznego kształtowania budowlanych, strukturalnych przekryć powłokowych wykonanych z celowo zdeformowanych, płaskich arkuszy blachy trapezowej, połączonych podłużnymi brzegami w pasma biegnące w poprzek obiektu strukturalnego, Rys. 1, 2. Konieczność pasmowej budowy powłoki strukturalnej o dużej rozpiętości wynika ze stosunkowo małej długości płaskich arkuszy blachy trapezowej. Kształt i wzajemne położenie elementów konstrukcyjnych - kierownic podpierających poprzecznie powłokowe pasmo (najczęściej prostopadle do kierunku fałd pasma) powodują, że montowany do nich płaski arkusz podlega deformacji. W przypadku swobodnej deformacji arkusz w powłoce przyjmuje ściśle określoną przestrzenną postać, która w sposób jednoznaczny zależy od warunków jego podparcia podłużnego i poprzecznego.

Rys. 1. Nieciągłe przekrycie powłokowe wykonane z pasm zdeformowanych, płaskich arkuszy [1]

Rys. 2. Ciągłe przekrycie powłokowe [1]

Swobodną deformację zapewnia się przez pozostawienie arkuszowi swobody odkształceń (zwłaszcza poprzecznych) podczas montażu, dzięki czemu jego fałdy zachowują zdolność do przenoszenia obciążeń w stopniu zbliżonym do fałd płaskich dachów [1] (deformacja swobodna, której stopień nie przekroczy określonej na podstawie badań doświadczalnych wielkości, nie powoduje znaczącego wzrostu wytężenia fałd). Zachowanie odpowiednich warunków podparcia poprzecznego i podłużnego pozwala uzyskać:

- swobodną deformację arkusza,
- prostoliniowość podłużnych brzegów arkusza,

- wzajemnie jednoznaczną zależność pomiędzy długością linii podparć poprzecznych końców (szerokością arkusza mierzoną wzdłuż poprzecznych końców), a wielkościami geometrycznymi charakteryzującymi warunki podparcia poprzecznego oraz właściwościami geometrycznymi i materiałowymi płaskiego arkusza.

Każdy swobodnie zdeformowany arkusz charakteryzuje się ściśle określoną szerokością zmienną na długości, przy czym środkowa jego część ulega zwężeniu, a obie końcowe części rozszerzeniu w stosunku do arkusza płaskiego [1, 2, 3].

Specyficzne właściwości fizyczne i geometryczne swobodnie zdeformowanych arkuszy spowodowały, że opracowano sposób wyliczania długości linii podparć fałd – rozstawu punktów mocowania pojedynczych fałd do kierownic powłoki [1, 3]. Nie stosowanie opracowanego sposobu prowadzi do deformacji wymuszonej arkuszy powłoki, co powoduje zwiększenie wytężenia fałd, a często uniemożliwia wykonanie zaprojektowanej powłoki.

Opracowano nowe metody, kształtowania geometrycznego (redagowana obecnie praca doktorska autora) i konstrukcyjnego [1], wynikające z nowego podejścia do sposobu kształtowania powłok z blach trapezowych. Metody te nie wymagają przyjmowania na wstępie procesu projektowania dokładnej postaci geometrycznej powłoki i dopasowywania materiału (montowanych arkuszy) do założonej postaci. Konieczne jest natomiast wykonanie odpowiednich badań doświadczalnych (które już częściowo przeprowadzono w hali laboratoryjnej Politechniki Rzeszowskiej) związanych z wykorzystywanym profilem blachy oraz rodzajem i możliwym stopniem swobodnych deformacji płaskiego arkusza, w tym także ukośnie ściętego [1, 2, 3, 4], Rys. 3, 4. Metody te pozwalają wybrać spośród deformacji sprawdzonych w czasie badań doświadczalnych taką, która odpowiada wyliczonym na etapie projektowania powłoki warunkom podparcia poprzecznego rozpatrywanego arkusza (a nawet pojedynczej fałdy) powłoki.

Rys. 3. Swobodnie skręcona powłoka złożona z dwóch arkuszy, podparta prostoliniowymi elementami

Rys. 4. Swobodnie zgięta i skręcona powłoka złożona z trzech arkuszy podpartych krzywoliniowymi elementami

Ze względu na różne rodzaje i stosunkowo duże zakresy swobodnych deformacji arkuszy i powłok doświadczalnych, to jest deformowanych w trakcie badań doświadczalnych, metoda pozwala kształtować niemal dowolne prostokreślne formy architektoniczne w zakresie krzywizn najczęściej stosowanych w budownictwie.

W kształtowaniu strukturalnych przekryć powłokowych z blach trapezowych występują następujące ograniczenia:

1. maksymalnie dopuszczalne skręcenie fałdy powłoki α_{max} (mieszczące się w zakresie sprężystym pracy arkusza), przy którym nie następuje znaczący wzrost wytężenia fałdy arkusza powłokowego, w stosunku do wytężenia fałdy płaskiego dachu o identycznym rozstawie konstrukcyjnych elementów podpierających,
2. maksymalna długość L_{max} fałdy (bez podpory pośredniej wynosi ona około 6 do 9 m, (szczegółowych badań doświadczalnych uwzględniających wpływ podpory pośredniej dotąd nie przeprowadzono),
3. dodatnie przyrosty szerokości fałdy na końcach poprzecznych i ujemne przyrosty szerokości w połowie jej długości.

Z trzeciego ograniczenia wynika, że w ogólnym przypadku nie jest możliwe łączenie różnych, „gładkich" powłok - pasm złożonych ze swobodnie zdeformowanych arkuszy poprzecznymi brzegami tak, aby powłoka wynikowa była również „gładka", ze względu na trapezowy kształt profili i zróżnicowane przyrosty szerokości odpowiadających sobie fałd łączonych pasm. Brzegi poprzeczne łączonych powłok - pasm muszą być rozłączne, a powłoka wynikowa krawędziową strukturalną powłoką. Jednak brzegi te mogą być podparte jednym i tym samym zespołem elementów konstrukcyjnych (w ogólnym przypadku krzywoliniowych kierownicach) i wówczas podczas procesu ich geometrycznego i konstrukcyjnego kształtowania można przyjąć, że łączone pasma posiadają wspólną krawędź. Z drugiego ograniczenia wynika, że gładka powłoka - pasmo z blach trapezowych musi mieć małą rozpiętość (po długości fałd) ze względu na niewielką odległość poprzecznych podpór skrajnych arkuszy powłoki zbliżoną do długości arkuszy i wynoszącą około 6 – 9 m.

Pierwsze ograniczenie wpływa w niewielkim stopniu na różnorodność form architektonicznych powłok z blach trapezowych ze względu na ich stosunkowo niewielkie krzywizny.

W przypadku kształtowania przekryć powłokowych o dużych rozpiętościach, konieczne jest więc łączenie pojedynczych, ciągłych powłok w pasmowe struktury, których postać geometryczna charakteryzuje się występowaniem krawędzi wspólnych pomiędzy pasmami - powłokami składowymi, które powodują, że struktura nie może być gładka.

Przedstawione ograniczenia uzasadniają celowość działań zmierzających do:

- opracowania sposobu łączenia pojedynczych prostoliniowych powłok w struktury o dużych rozpiętościach,
- sprawdzenia różnorodności możliwych do zaprojektowania form architektonicznych powłok w tym zwłaszcza powłok strukturalnych,
- pełniejszego niż to ma miejsce obecnie wykorzystania właściwości geometrycznych powierzchni prostokreślnych w kształtowaniu gładkich powłok z blach trapezowych oraz ich struktur.

2. GEOMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE CIĄGŁYCH STRUKTURALNYCH PRZEKRYĆ POWŁOKOWYCH

Przedstawione w Rozdziale 1 ograniczenia występujące w kształtowaniu strukturalnych przekryć powłokowych z blach trapezowych wskazują na konieczność opracowania sposobu geometrycznego kształtowania pasm powłokowego obiektu strukturalnego, w tym przede wszystkim sposobu wyznaczania wzajemnego położenia kierownic jednego i tego samego pasma jak i odpowiadających sobie linii brzegowych sąsiednich pasm. Na etapie opracowywania modeli geometrycznych przyjmuje się uproszczenie, że poprzeczne brzegi są identyczne z kierownicami segmentów przekrycia. W modelu geometrycznym strukturalnej ciągłej powłoki linie brzegowe sąsiednich pasm są wspólne, natomiast w strukturalnej, nieciągłej powłoce linie te są rozłączne ewentualnie posiadają skończoną liczbę punktów wspólnych.

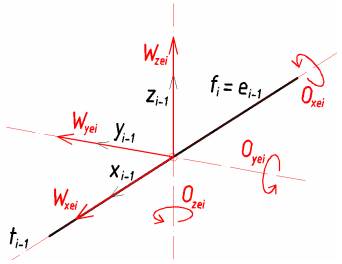
Przyjmuje się następujące założenia, pomocne w procesie kształtowania geometrycznego strukturalnych, powłokowych obiektów budowlanych. Modelem geometrycznym fizycznej powłoki strukturalnej jest geometryczna struktura θ_p wycinków powierzchni prostokreślnych – pasm Σ_i. Dla potrzeb artykułu kształt linii kierujących ogranicza się do odcinków: e_i i f_i i wówczas linia brzegowa każdego pasma Σ_i jest czworobokiem przestrzennym B_{pi}, co powoduje pewne ograniczenie rodzajów powierzchni σ_i wycinka Σ_i. Przy niezbyt dużych krzywiznach powłok stosowanych najczęściej w budownictwie ograniczenie to jest mało znaczące. Każde dwa sąsiednie pasma Σ_{i-1} i Σ_i ciągłej struktury θ_p mają wspólny fragment linii brzegowej – odcinek $f_i = e_{i-1}$ będący linią

kierującą każdego z tych pasm. Struktura geometryczna θ_p jest sumą wycinków Σ_i powierzchni prostokreślnych.

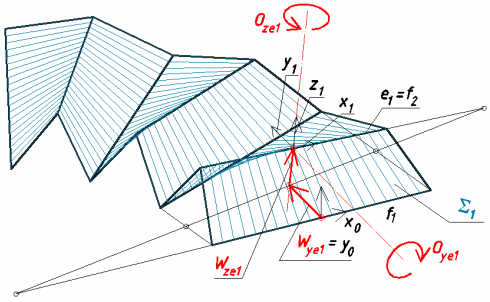
Opracowany sposób budowania struktury powłokowej θ_p polega na tym, że odcinki kierujące: e_i i f_i każdego pasma Σ_i buduje się jako zawarte w tworzących t_{i-1} oraz t_i pewnej ogólnej powierzchni prostokreślnej δ. Linia brzegowa f_i pasma Σ_i jest identyczna z linią brzegową e_{i-1} zawartą w prostej t_{i-1} (ewentualnie identyczna ze wstępnie zakładaną linią kształtującą e_1). Położenie linii e_i oraz prostej t_i wyznacza się na podstawie położenia zbudowanych wcześniej linii f_i oraz t_{i-1}.

2.1. Ogólny sposób wyznaczania modeli geometrycznych ciągłych, pasmowych przekryć powłokowych

Według ogólnego sposobu prostą t_{i-1} (zawierającą odcinek kierujący f_i) przekształca się w prostą t_i (zawierającą drugi odcinek kierujący e_i pasma Σ_i) wykorzystując złożenie ruchów sztywnych: translacji W_{kei} i obrotów O_{kei} (k = x, y ,z) dokonywanych względem osi prostokątnego, prawoskrętnego układu współrzędnych $[x_{i-1}, y_{i-1}, z_{i-1}]$ związanego w sposób sztywny z prostą t_{i-1}, Rys. 5. Układ współrzędnych $[x_{i-1}, y_{i-1}, z_{i-1}]$ podlega powyższym przemieszczeniom wraz z prostą t_{i-1} zawierającą odcinek $e_{i-1} = f_i$ do położenia $[x_i, y_i, z_i]$.



Rys. 5. Dopuszczalne przemieszczenia tworzącej powierzchni δ z położenia t_{i-1} do położenia t_i



Rys. 6. Przykład modelu geometrycznego strukturalnego przekrycia powłokowego

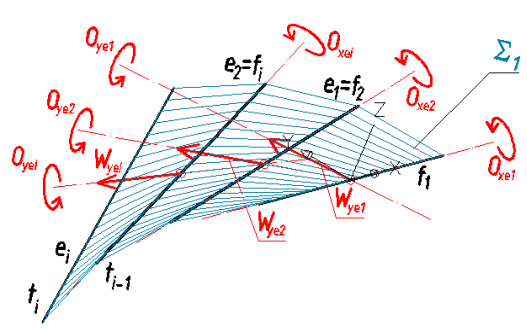
Przyjmuje się, że proste t_i są tworzącymi powierzchni prostokreślnej δ, stąd wartości miar kątów obrotów O_{kei} i wektorów translacji W_{kei} (gdzie k = 1, 2, ..., nk, r = 1, 2, ..., nr) wszystkich pasm Σ_i struktury θ_p zależą od jednego i tego samego parametru na przykład v [5].

Rysunek, Rys. 6, przedstawia strukturę θ_p zbliżoną pod względem ogólnej postaci geometrycznej do modelu dachu tarczownicowego, której linie kierujące e_i kolejnych pasm Σ_i są obrazami linii kierujących f_i w złożeniach dwóch obrotów: O_{zei}, O_{yei} i dwóch translacji: W_{zei}, W_{yei}, (1).

$$t_i = O_{zei}O_{yei}W_{zei}W_{yei}(t_{i-1}) \tag{1}$$

Rysunek 7 przedstawia strukturę, której linie kierujące e_i kolejnych pasm Σ_i są obrazami linii kierujących f_i w złożeniach dwóch obrotów: O_{yei}, O_{xei} i translacji: W_{yei} (2). Proste t_i (zawierające odcinki e_i) są tworzącymi hiperboloidy skośnej obrotowej.

$$t_i = O_{xei}W_{yei}O_{yei}(t_{i-1}) \tag{2}$$



Rys. 7. Przykład struktury θ_p zbliżonej do postaci obrotowej hiperboloidy skośnej

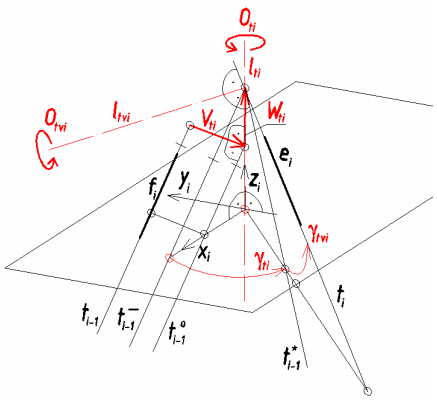
W ogólnym przypadku t_i może być obrazem t_{i-1} w złożeniu dużej liczby przemieszczeń O_{kei} i W_{kei} (gdzie k = 1, 2, ..., nk, r = 1, 2, ..., nr).

Ze względu dużą liczbę możliwych kombinacji składania powyższych przemieszczeń postanawia się ograniczyć ich liczbę oraz opracować uproszczony sposób wyznaczania struktur θ_p o oczekiwanych właściwościach geometrycznych.

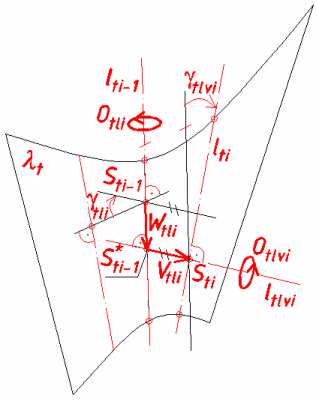
2.2. Uproszczony sposób wyznaczania modeli geometrycznych ciągłych, pasmowych przekryć powłokowych

Algorytm uproszczonego sposobu budowania struktury powłokowej θ_p dopuszcza wykonanie złożenia co najwyżej następujących przemieszczeń tworzącej powierzchni δ z położenia t_{i-1} do położenia t_i, Rys. 8:

1. translacji V_{ti} prostej t_{i-1}, o kierunku normalnym do osi l_{ti}, w celu uzyskania nowego jej położenia t_{i-1}^{o}, w którym przetnie prostą t_i,
2. translacji W_{ti} prostej t_{i-1}^{o} o kierunku zgodnym z osią l_{ti}, prowadzącej do otrzymania nowego położenia t_{i-1}^{-} prostej t_{i-1},
3. obrotu O_{ti} prostej t_{i-1}^{-} dookoła osi l_{ti} o kąt γ_{ti} do położenia t_{i-1}^{*},
4. obrotu O_{tvi} prostej t_{i-1}^{*} dookoła osi l_{tvi} normalnej do prostych: l_{ti} i t_{i-1}^{*}, przecinającej obie proste, o kąt γ_{tvi} do położenia t_i.



Rys. 8. Dopuszczalne przemieszczenia tworzącej t_{i-1} powierzchni δ



Rys. 9. Najbardziej ogólny przypadek przekształcenia osi l_{ti-1} w oś l_{ti}

Przemieszczany wraz z prostą t_{i-1} odcinek $f_i = e_{i-1}$ (linia kierująca pasma Σ_i) przyjmuje nowe położenie e_i. Możliwa jest ewentualnie dodatkowa translacja T_i otrzymanego odcinka e_i o wektor równoległy do prostej t_i. Odcinek e_i jest drugą obok f_i linią kierującą pasma Σ_i.

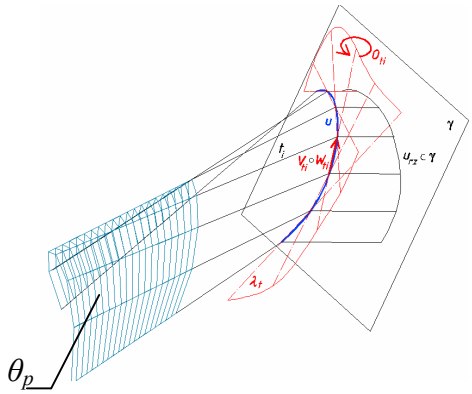
W najbardziej ogólnym przypadku osie l_{ti} są tworzącymi powierzchni skośnej λ_t, [6, 7], nazwanej przez autora powierzchnią bazową. Celowe jest cykliczne wykorzystanie kinetycznego sposobu wyznaczania osi l_{ti} jako obrazu osi l_{ti-1} w złożeniu następujących przemieszczeń, Rys. 9:

1. obrotu O_{tli} prostej wyznaczonej przez wektor translacji V_{tli-1} wykonanej w poprzednim etapie (ewentualnie translacji V_{tl0} przyjętej w pierwszym etapie działań) o kąt γ_{tli}, który

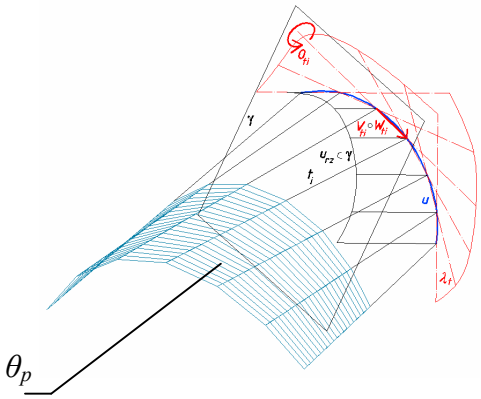
prowadzi do wyznaczenia kierunku translacji V_{tli} (oraz osi l_{tvi} obrotu O_{tlvi}) normalnego do kierunków prostych: l_{ti-1} i l_{ti},
2. translacji W_{tli} prowadzącej do wyznaczenia położenia osi l_{tlvi},
3. translacji V_{tli} wzdłuż prostej otrzymanej w wyniku obrotu O_{tli}, przy czym długość wektora tej translacji jest równa odległości prostych l_{ti-1} i l_{ti},
4. obrotu O_{tlvi} prostej równoległej do prostej l_{ti-1} i przechodzącej przez koniec S_{ti} wektora translacji V_{tli} o kąt γ_{tlvi} dookoła prostej l_{tlvi}, do położenia l_{ti}.

Miary wielkości opisujących położenie osi l_{ti} oraz tworzącej t_i są zależne od jednego i tego samego parametru, ponieważ powierzchnia δ jest powierzchnią prostokreślną. Właściwości geometryczne powierzchni bazowej λ_t mają zasadniczy wpływ na położenie każdej prostej t_i oraz odcinka e_i.

Przykłady struktur zbudowanych na podstawie powierzchni bazowej λ_t będącej powierzchnią skośną prezentuje się na rysunkach, Rys. 10. a, b. W celu uproszczenia sposobu budowania struktury powłokowej θ_p, powierzchnię λ_t przyjmuje się jako szczególny rodzaj powierzchni prostokreślnej, na przykład jako powierzchnię walcową lub stożkową, ewentualnie upraszcza się jej postać do formy płaszczyzny lub prostej, a nawet pomija się ją, co ilustrują poniższe przykłady.



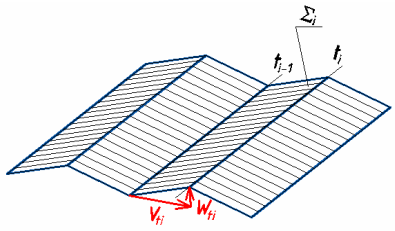
Rys. 10. a. Przykładowa struktura θ_p uzyskana za pomocą powierzchni bazowej λ_t będącej powierzchnią skośną



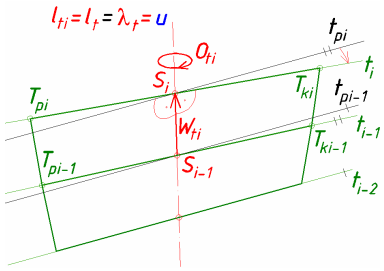
Rys. 10. b. Przykładowa struktura θ_p uzyskana za pomocą powierzchni bazowej λ_t będącej powierzchnią skośną

Celowe są działania zmierzające do ograniczenia liczby przemieszczeń linii f_i (prostej t_{i-1}) do położenia linii e_i (prostej t_i) oraz uproszczenia właściwości geometrycznych powierzchni bazowej λ_t powodujące uproszczenie działań zmierzających do zbudowania struktury powłokowej θ_p. Największe uproszczenie tych działań uzyskuje się wówczas, gdy jedynym przemieszczeniem tworzącej powierzchni δ z położenia t_{i-1} do położenia t_i jest translacja $W_{ti}V_{ti}$, Rys. 11. W takim przypadku pomija się powierzchnię λ_t, pasma Σ_i są wielokątami, a strukturę θ_p buduje się na podstawie powierzchni translacyjnej δ. W szczególnych przypadkach struktury θ_p mogą być figurami płaskimi, ewentualnie modelami dachów (płaskie połacie) tarczownicowych, gdzie tworzące t_{2i} i t_{2i-1} są na przykład zawarte na przemian w dwóch płaszczyznach.

Kolejnym przykładem znacznego uproszczenia algorytmu działań zmierzających do wyznaczenia struktury θ_p jest przyjęcie powierzchni bazowej λ_t jako prostej $l_t = l_{ti}$, Rys. 12, a wówczas przemieszczenia: V_{tli}, O_{tlvi}, O_{tli} i W_{tli} są zerowe. W tym przypadku możliwe jest wyróżnienie trzech następujących, specyficznych położeń prostej t_i względem prostej λ_t wpływających na właściwości geometryczne struktury θ_p. Dla uproszczenia przyjmuje się, że obroty O_{tvi} są zerowe.



Rys. 11. Geometryczny model dachu tarczownicowego zbudowany za pomocą sposobu

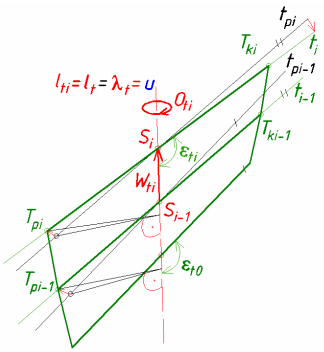


Rys. 12. Wyznaczanie tworzących t_i powierzchni δ, gdy powierzchnia λ_t redukuje się do prostej l_t

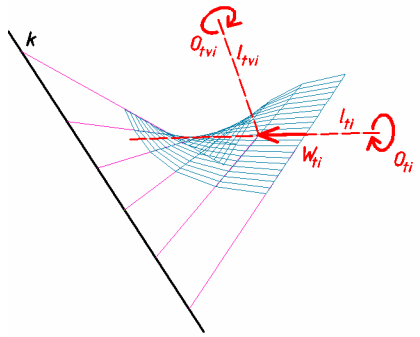
W pierwszym położeniu prosta t_i jest prostopadła do λ_t. Wówczas powierzchnia δ jest konoidą prostą, Rys. 12. Jeżeli tworzące przecinają dodatkową prosta k skośną względem λ_t, to powierzchnia δ jest paraboloidą skośną prostą (prostokątną paraboloidą hiperboliczną [1]). Jeżeli translacje W_{ti} są zerowe, to powierzchnia δ redukuje się do płaszczyzny.

W drugim położeniu prosta t_i jest równoległa do prostej λ_t, i wówczas powierzchnia δ jest powierzchnia walcową.

W trzecim położeniu prosta t_i jest nieprostopadła i nierównoległa do prostej λ_t, i wówczas powierzchnia δ jest konusoidą o stałym nachyleniu tworzących do osi λ_t, Rys. 13, ewentualnie gdy translacje W_{ti} są zerowe, to powierzchnia δ jest powierzchnia stożkową obrotową. Jeżeli dodatkowo proste t_i przecinają prostą k skośną do prostej l_t, to obroty O_{tvi} są różne od zera, a powierzchnia δ jest konusoidą o dwóch prostych wierzchołkowych, Rys. 14.



Rys. 13. Wyznaczanie tworzących t_i powierzchni δ, gdy powierzchnia λ_t jest prostą l_t, a prosta t_i nie jest prostopadła do λ_t



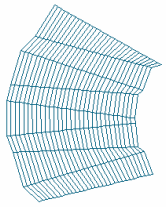
Rys. 14. Wyznaczanie tworzących t_i konusoidy δ o dwóch prostych wierzchołkowych

W ogólnym przypadku, jeżeli powierzchnia λ_t jest prostą, a przemieszczenia: O_{tli}, O_{tlvi} i W_{tli} są niezerowe, to powierzchnia δ jest wiązkoidalna [6, 7].

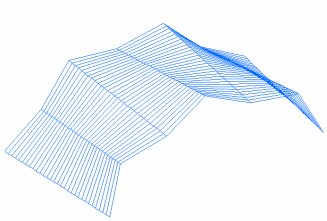
W szczególnym przypadku, jeżeli kolejne tworzące t_{2i} oraz t_{2i-1} powierzchni δ są nachylone na przemian pod identycznymi kątami do osi l_{t2i} i l_{t2i-1} (miary kątów obrotów O_{tlvi} są na przemian identyczne), Rys. 15. a, b, c, to wówczas struktura θ_p jest tarczownico - podobną złożoną z powłokowych pasm.

Nieznaczną komplikację algorytmu działań zmierzających do zbudowania struktury θ_p powoduje przyjęcie niezerowych przemieszczeń: W_{ti}, V_{ti}, V_{tli} oraz O_{ti}. Wówczas powierzchnia λ_t degeneruje się do płaszczyzny, Rys. 16. a, a osie l_{ti} są prostymi równoległymi. Jeżeli pomiędzy wielkością translacji: V_{ti} oraz W_{ti} istnieje taka wzajemnie jednoznaczna zależność, że punkty S_i (przecięcia prostych t_i z płaszczyzną λ_t są współliniowe, to powierzchnia δ jest

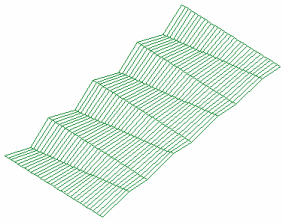
konusoidą [6, 7, 8]. Natomiast jeżeli każda z prostych t_i jest prostopadła odpowiadającej jej osi l_{ti} (niekoniecznie prostopadła do płaszczyzny λ_t), to powierzchnia δ jest cylindroidą.



Rys. 15. a. Tarczownicowy dach złożony z płaskich połaci

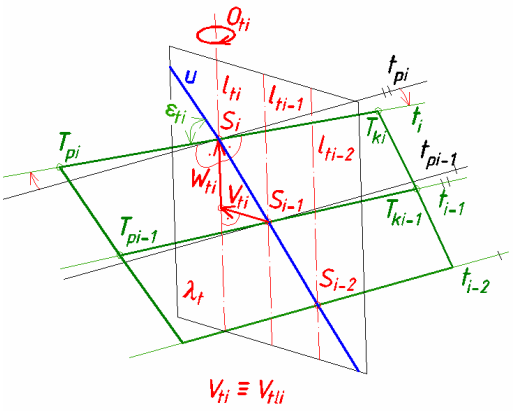


Rys. 15. b . Powłokowa struktura złożona z powłokowych pasm

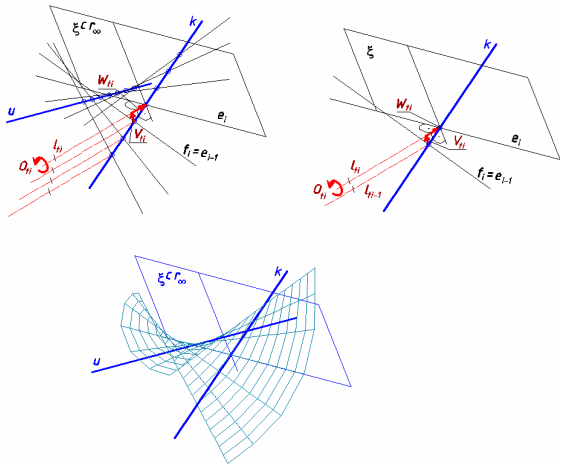


Rys. 15. c. Płaska struktura złożona z powłokowych pasm

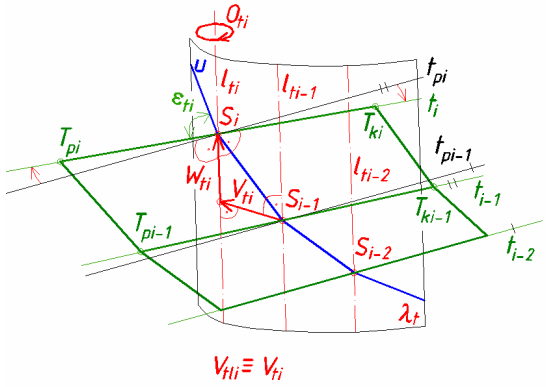
Jeżeli spełnione są równocześnie oba ostanie warunki, to powierzchnia δ jest konoidą pochyłą. Jeżeli dodatkowo jeszcze tworzące t_i przecinają prostą k skośną względem prostej u, to powierzchnia δ jest paraboloidą skośną pochyłą [6, 7] (jej liniami kierującymi są proste wierzchołkowe: u, k, r_∞), Rys.16. b.



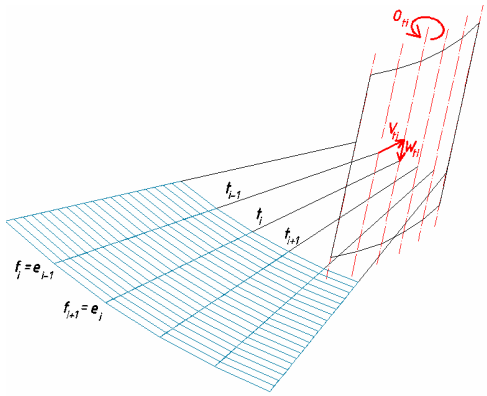
Rys. 16. a. Wyznaczanie tworzących t_i powierzchni δ, gdy powierzchnia λ_t degeneruje się do płaszczyzny



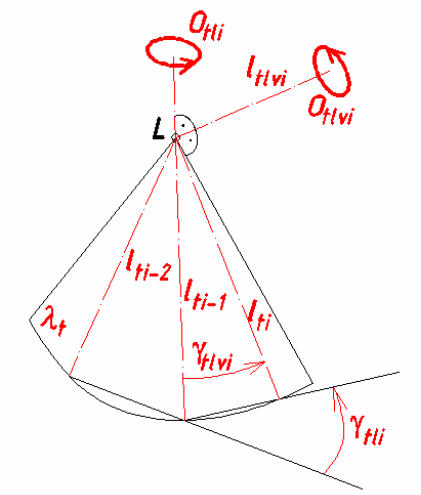
Rys. 16. b. Wyznaczanie tworzących t_i paraboloidy skośnej pochyłej δ



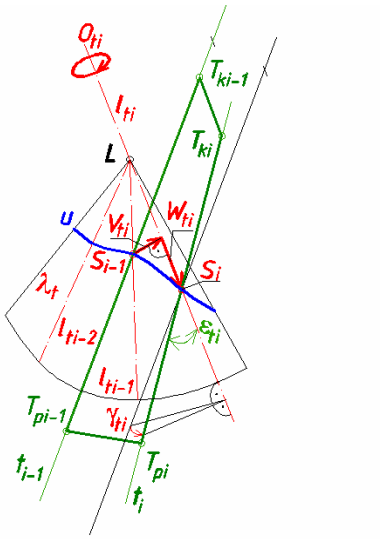
Rys. 17. a. Sposób wyznaczania tworzących t_i powierzchni δ, gdy powierzchnia λ_t redukuje się do powierzchni walcowej



Rys. 17. b. Przykład struktury θ_p wyznaczonej na podstawie walcowej powierzchnij λ_t

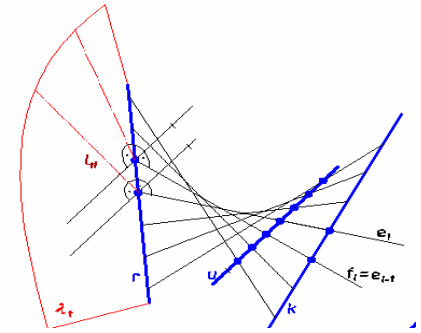


Rys. 18. a. Sposób wyznaczania osi l_{ti} - tworzących stożkowej powierzchni bazowej δ



Rys. 18. b. Sposób wyznaczania tworzących t_i powierzchni δ, gdy powierzchnia bazowa λ_t degeneruje się do powierzchni stożkowej

Powierzchnia λ_t jest powierzchnią walcową, gdy przemieszczenia: V_{tli} i O_{tli} są niezerowe a obrót: O_{tlvi} jest zerowy, Rys. 17. a, b. Powierzchnia λ_t jest powierzchnią stożkową, Rys. 18. a, b, gdy przemieszczenia przekształcające oś l_{ti-1} w oś l_{ti} są niezerowymi obrotami O_{tlvi}, O_{tli} oraz zerowymi translacjami W_{tli}, V_{tli}.



Rys. 19. Sposób wyznaczania tworzących t_i hiperboloidy skośnej δ

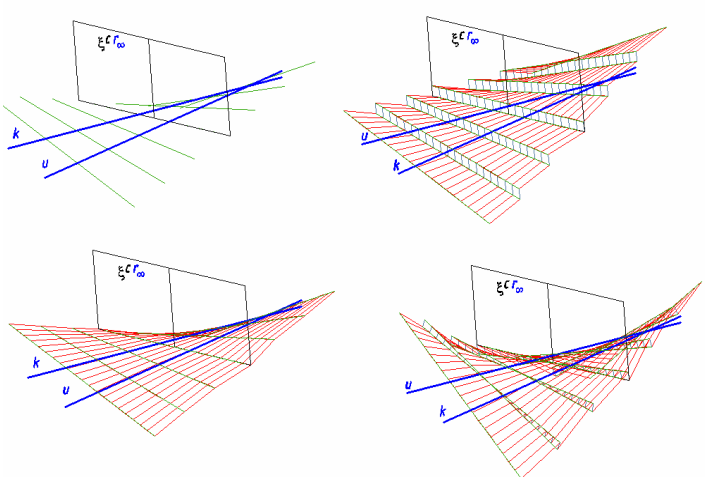
Jeżeli obroty O_{tlvi} i O_{tli} oraz translacje W_{tli} i V_{tli} są niezerowe, to powierzchnia λ_t jest skośna. W szczególnym przypadku, gdy wszystkie osie l_{ti} przecinają jedną i tą samą prostą r, Rys. 19, oraz są prostopadłe do prostej u, a ponadto złożenie obrotów i translacji: $O_{ti}O_{tvi}W_{ti}V_{ti}$ powoduje, że prosta t_i przecina trzecią prostą k, to wówczas powierzchnia δ jest hiperboloidą skośną [6, 7] (hiperboloidą jednopowłokową), a powierzchnia λ_t jest powierzchnią wiązkoidalną.

3. GEOMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE NIECIĄGLYCH PASMOWYCH PRZEKRYĆ POWŁOKOWYCH

Strukturalne, nieciągłe przekrycia powłokowe różnią się od ciągłych przekryć powłokowych tym, że ich sąsiednie pasma nie mają wspólnych poprzecznych linii brzegowych.

Prezentowany sposób geometrycznego kształtowania strukturalnych, nieciągłych obiektów powłokowych zakłada, że nieciągłości - obszary pomiędzy liniami brzegowymi sąsiednich pasm są płaskie, co upraszcza działania zmierzające do zabudowania tych obszarów szybami ewentualnie innymi elementami elewacyjnymi.

Przyjmuje się, że modelem geometrycznym strukturalnej, nieciągłej powłoki budowlanej (przekrycia) jest struktura powłokowa θ_p, zaś modelami geometrycznymi pasm powłoki budowlanej są wycinki powierzchni prostokreślnych również pasmami Σ_i.



Rys. 20. Przykłady nieciągłych struktur pasmowych powstałych na podstawie paraboloidy skośnej

Istnieją dwie podstawowe drogi prowadzące do zbudowania nieciągłej struktury powłokowej θ_p, wykorzystujące opisany w poprzednim rozdziale sposób dotyczący ciągłych struktur powłokowych.

Pierwsza droga polega na wstępnym zbudowaniu ciągłej struktury powłokowej, a następnie rozdzieleniu (głównie rozsunięciu) sąsiednich pasm względem siebie, Rys. 20.

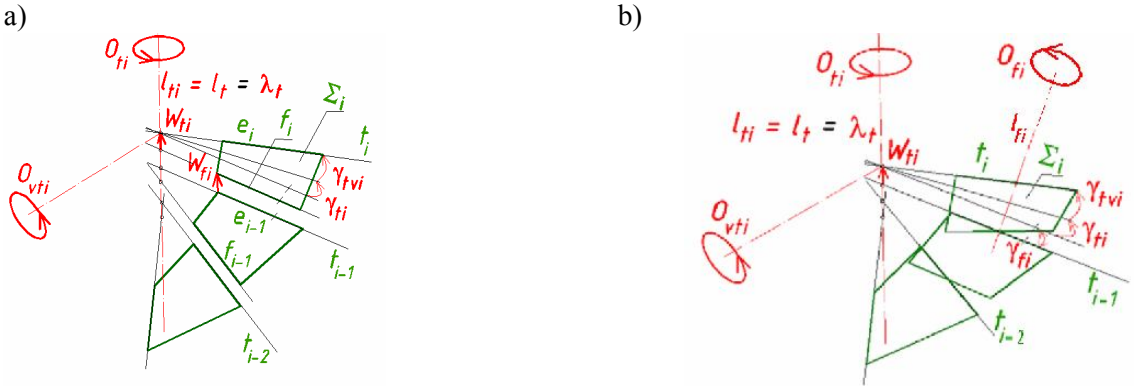
Rozdzielenie sąsiednich segmentów Σ_{i-1} i Σ_i polegające na ich przemieszczeniu lub obrocie przeprowadza się tak, by ich wspólne przed rozdzieleniem odcinki brzegowe e_{i-1} i f_i były zawarte po rozdzieleniu w jednej i tej samej płaszczyźnie. Najczęściej przyjmuje się, że płaszczyzna wyznaczona przez oś l_{ti} i tworzącą t_i ciągłej struktury jest płaszczyzną rozsunięcia odcinków brzegowych e_{i-1} i f_i sąsiednich pasm Σ_{i-1} i Σ_i.

Druga, nieco trudniejsza droga polega na budowaniu etapami kolejnych, rozdzielonych pasm nieciągłej struktury powłokowej Σ_i, przy stałej, nie przesuwającej się odpowiednio do przyjętych nieciągłości, powierzchni bazowej λ_t. Wówczas w celu wyznaczenia segmentów Σ_i nieciągłej struktury θ_p:

1. przyjmuje się powierzchnię bazową λ_t, która na rysunkach, Rys. 21. a), b), jest prostą l_t,
2. w płaszczyźnie (t_{i-1}, l_{ti}) przesuwa się - translacja W_{fi}, Rys. 21. a), lub obraca - obrót O_{fi}, Rys. 21. b), zbudowany w poprzednim etapie odcinek e_{i-1} i zawarty w tworzącej t_{i-1} do położenia f_i,
3. znajduje się prostą t_i jako obraz prostej t_{i-1} w złożeniu $W_{ti}O_{ti}O_{tvi}$,
4. buduje się pasmo Σ_i sposobem opisanym dla ciągłych struktur powłokowych [9],
5. w analogiczny sposób wyznacza się kolejne pasma Σ_{i+1} na postawie powierzchni λ_t,

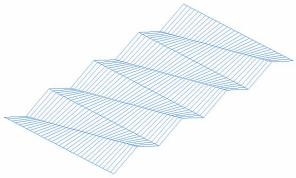
Proste t_i zawierające odcinki e_i są tworzącymi jednej i tej samej powierzchni prostokreślnej δ, a budowana nieciągła struktura θ_p jest strukturą powłokową. Jeżeli ponadto wielkość translacji W_{fi} lub obrotu O_{fi} zależy od tego samego parametru co wielkość przemieszczeń: W_{ti}, O_{ti}, O_{tvi}, to proste zawierające odcinki f_i są tworzącymi dodatkowej powierzchni prostokreślnej.

a) b)

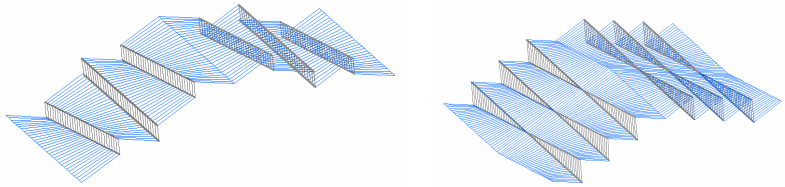


Rys. 21. Sposoby wyznaczania pasm struktury nieciągłej

Obie prezentowane drogi pozwalają w prosty sposób budować struktury złożone z przystających (powtarzalnych) pasm. Na rysunkach, Rys. 22, 23, przedstawione są nieciągłe struktury powłokowe zbudowane na podstawie płaskiej struktury złożonej z powłokowych pasm, porównywalne do dachu tarczownicowego.

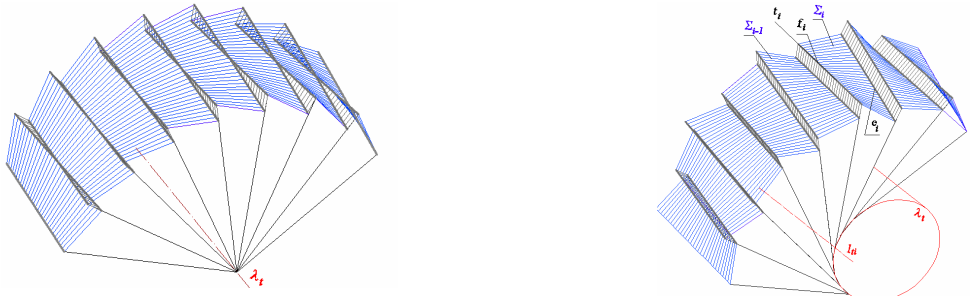


Rys. 22. Ciągła struktura powłokowych pasm



Rys. 23. Nieciągłe struktury pasmowe powstałe na podstawie struktury ciągłej

Na rysunku, Rys. 24, przedstawione są struktury nieciągłe zbudowane na podstawie powierzchni bazowej λ_t degenerującej się do prostej oraz obrotowej powierzchni walcowej.



Rys. 24. Przykłady nieciągłych struktur powłokowych złożonych z powtarzalnych pasm zbudowanych na podstawie niezmiennej powierzchni bazowej λ_t

4. PODSUMOWANIE

Ograniczenia związane z geometrycznym kształtowaniem powłokowych przekryć budowlanych z blach trapezowych, dotyczące maksymalnej długości, maksymalnego stopnia deformacji oraz sposobu zmian szerokości na długości zdeformowanego arkusza powłoki uniemożliwiają budowanie gładkich przekryć powłokowych o dużych podłużnych rozpiętościach [9]. Możliwe jest natomiast geometryczne kształtowanie strukturalnych przekryć powłokowych o dużych rozpiętościach, złożonych z wielu gładkich prostoliniowych pasm powłokowych w taki sposób, że brzegi modeli geometrycznych sąsiednich pasm posiadają wspólne krawędzie.

Zaprezentowane przykłady wykazują, że struktury kształtowane za pomocą opracowanego sposobu mogą charakteryzować się atrakcyjną, niepowtarzalną formą architektoniczną, zwłaszcza jeśli chodzi o struktury nieciągłe.

Opracowany sposób umożliwia uzyskanie dużej różnorodność możliwych postaci geometrycznych powłok strukturalnych z blach trapezowych, dzięki wykorzystaniu właściwości geometrycznych powierzchni prostokreślnych w znacznie szerszym stopniu niż to ma miejsce obecnie.

Dodatkową zaletą struktur nieciągłych jest to, że umożliwiają doświetlenie wnętrza powłoki światłem zewnętrznym w stosunkowo prosty sposób ze względu na duże płaskie połacie. Natomiast ich wadą jest to, że w porównaniu do płaskich dachów (w tym tarczownic), ustrój konstrukcyjny strukturalnego, nieciągłego przekrycia powłokowego jest bardziej złożony, co komplikuje projektowanie i wykonanie obiektu budowlanego.

Sposób stanowi podstawę do opracowania ogólnej metody geometrycznego kształtowania strukturalnych przekryć powłokowych, w tym przekryć pasmowych, segmentowych i wielowarstwowych. Strukturalne przekrycia segmentowe z blach trapezowych charakteryzują się tym, że linia brzegowa pojedynczego segmentu będąca najczęściej czworobokiem przestrzennym ma boki wspólne z liniami brzegowymi czterech sąsiednich segmentów (otaczających dany segment w strukturze).

Literatura

[1] Reichhart A.: "Geometrical and structural shaping of shells made of profiled metal sheets", (in Polish), Oficyna Wyd. Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.
[2] Abramczyk J.: "A mathematical-geometric model of the corrugated steel sheet of the building shell", Proc. Conference on Lightweight Structures in Civil Engineering, Local Seminar of IASS Polish Chapter, Warsaw 2007, pp. 98-101.
[3] Abramczyk J.: "A mathematical model of free deformed corrugated flat sheet of rectilinear shell", Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Budownictwo i Inżynieria Środowiska, International Scientific Conference Rzeszów-Lviv-Kosice Currenet Issues od Civil and Environmental Engineering, September 2009, z. 52, s. 5-16, 2009.
[4] Reichhart A., Abramczyk J. "On the influence of the oblique cutting of profiled steel sheet on its shell shape", Proc. Conference on Lightweight Structures in Civil Engineering, Local Seminar of IASS Polish Chapter, Warsaw, 2006, s. 172-175.
[5] Trajdos T.: "Matematyka dla inżynierów", WNT, Warszawa, Polska 1981.
[6] Polański S.: "Geometria powłok budowlanych", PWN, Warszawa 1986.
[7] Januszewski B.: "Geometria wykreślna", Cz. 1, Skrypt PRz, Rzeszów 1995.
[8] Przewłocki S.: "Geometria wykreślna w budownictwie", Arkady, Warszawa 1982.
[9] Abramczyk J.: „Geometryczne kształtowanie prostoliniowych powłok budowlanych z blach trapezowych za pomocą przestrzennych czworoboków", Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 56, Rzeszów 2010.

PROPOSITION OF GEOMETRICAL SHAPING OF SHELL STRIPED COVERS MADE OF TRAPEZOIDAL STEEL SHEETS

Summary

The paper presents a way of geometrical shaping of the building structural covers of many striped shells made of the flat profiled steel sheets free deformed to the shell shape during assembly work. The striped cover is composed of the continuous rectilinear shells (stripes) running transversely the whole structure, so that the neighboring strips have got the common edges or the flat discontinuity between the neighboring strips are there.

The way consists in creating planes separating the neighboring sectors Σ_{i-1} and Σ_i (of the ruled surfaces σ_{i-1} and σ_i) of the space geometrical structure θ_p modeling the building structural cover. The ruling t_i of he ruled surface δ containing the border lines of the sectors Σ_{i-1} and Σ_i are calculated in these planes.

The way assures the freedom of transversal strains of the free deformed sheets during assembly, hence the sheets are subject to free deformations. The above activity makes it possible to obtain the small intentional effort and reserve the conveyance capacity of the useful load for the successive shell folds although the shell form can be almost free and attractive.

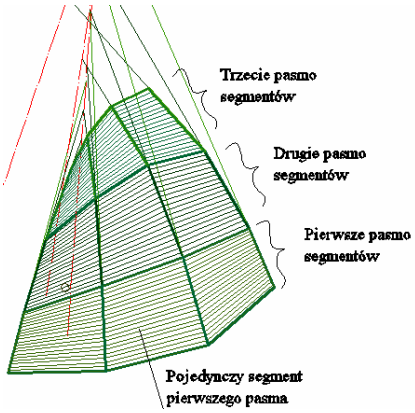
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Jacek ABRAMCZYK
Zakład Geometrii i Grafiki Inżynierskiej
WBiIŚ Politechniki Rzeszowskiej

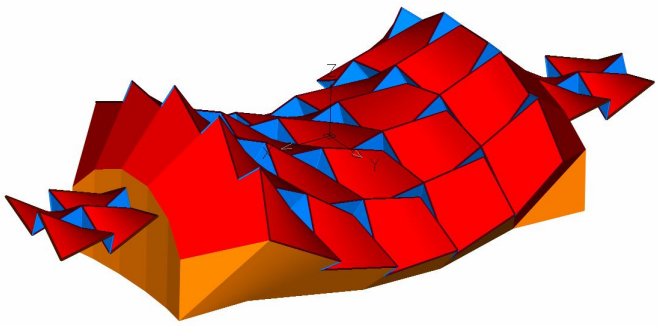
GEOMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE SEGMENTOWYCH PRZEKRYĆ POWŁOKOWYCH Z PŁASKICH ARKUSZY BLACHY TRAPEZOWEJ

1. WPROWADZENIE

Artykuł dotyczy zagadnień związanych z geometrycznym kształtowaniem strukturalnych przekryć powłokowych złożonych z wielu „gładkich" powłok wykonanych ze swobodnie zdeformowanych płaskich arkuszy blachy trapezowej. Rozpatrywane strukturalne przekrycia powłokowe złożone są z wielu gładkich powłok [1] ułożonych w podłużne i poprzeczne pasma, Rys. 1, których linie brzegowe są czworobokami przestrzennymi. Odcinki linii brzegowych sąsiednich powłok - segmentów mogą być wspólne (sąsiednie segmenty są podparte wspólnymi elementami konstrukcyjnymi) i wówczas wynikowe przekrycie strukturalne nazywane jest ciągłym, Rys. 1, ewentualnie brzegi te mogą być rozłączne lub posiadać skończoną liczbę punktowych miejsc wspólnych i wówczas nazywane jest przekryciem nieciągłym, Rys. 2.



Rys. 1. Model geometryczny ciągłego przekrycia segmentowego

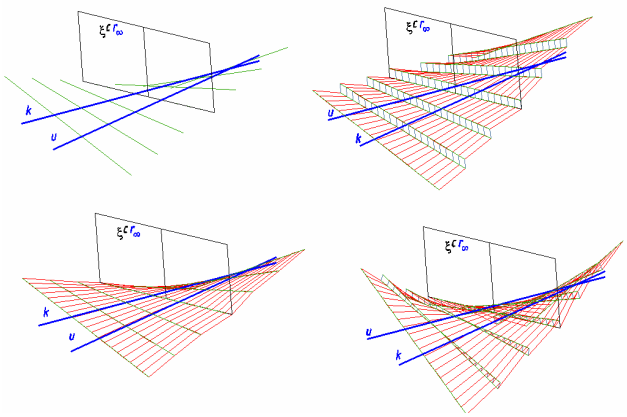


Rys. 2. Wizualizacja nieciągłego przekrycia segmentowego

Rozpatrywany sposób geometrycznego kształtowania strukturalnych, segmentowych przekryć powłokowych jest dopełnieniem opisanego w artykule pod tytułem: „Geometryczne

kształtowanie pasmowych przekryć powłokowych z płaskich arkuszy blachy trapezowej" geometrycznego sposobu kształtowania strukturalnych, pasmowych przekryć powłokowych charakteryzujących się tym, że pojedyncze, gładkie pasma składowe przebiegają w poprzek strukturalnej powłoki na całej jej szerokości, a sąsiednie pasma są rozłączne ewentualnie posiadają wspólne krawędzie lub punkty, Rys. 3.

Węzłowym zagadnieniem jest opis sposobu budowania takich nieciągłych strukturalnych przekryć powłokowych, w których nieciągłości pomiędzy sąsiednimi segmentami są płaskimi obszarami wypełnionymi szybami ewentualnie innymi elementami elewacyjnymi.



Rys. 3. Przykłady modeli geometrycznych jednego ciągłego i dwóch nieciągłych przekryć pasmowych powstałych na podstawie paraboloidy skośnej

Przyjmuje się, że każdy arkusz powłokowego segmentu podlega wyłącznie jednej ze znanych swobodnych deformacji [2, 3], przy czym najczęściej jest to swobodna deformacja skrętna. Wówczas jego postać powłokowa zależy w sposób jednoznaczny od kształtu i wzajemnego położenia kierownic podpierających poprzecznie segment oraz właściwości fizycznych i geometrycznych płaskich arkuszy.

Swobodną deformację arkusza zapewnia się przez pozostawienie mu swobody odkształceń zwłaszcza poprzecznych podczas montażu, dzięki czemu fałdy arkusza zachowują zdolność do przenoszenia obciążeń w stopniu zbliżonym do fałd płaskich dachów [2]. Deformacja swobodna, której stopień nie przekroczy określonej na podstawie badań doświadczalnych wielkości, nie powoduje znaczącego wzrostu wytężenia fałd.

Arkusz powłoki charakteryzuje się:

1. prostoliniowością podłużnych brzegów,
2. wzajemnie jednoznaczną zależnością pomiędzy długością linii podparć poprzecznych końców (szerokością arkusza mierzoną wzdłuż jego poprzecznych końców), a wielkościami geometrycznymi charakteryzującymi warunki podparcia poprzecznego oraz właściwościami geometrycznymi i materiałowymi płaskiego arkusza,
3. ściśle określoną szerokością zmienną na długości, przy czym środkowa jego część ulega zwężeniu, a obie końcowe części rozszerzeniu w stosunku do arkusza płaskiego [2, 3].

Specyficzne właściwości fizyczne i geometryczne swobodnie deformowanych, płaskich arkuszy wymuszają korzystanie z opracowanego sposobu wyliczania długości linii podparć fałd – rozstawu punktów mocowania pojedynczych fałd do kierownic powłoki [2, 3]. Nie stosowanie tego sposobu, prowadzi do deformacji wymuszonej arkuszy powłoki, co powoduje zwiększenie wytężenia fałd, a często uniemożliwia wykonanie zaprojektowanej powłoki.

Opracowane nowe metody kształtowania geometrycznego i konstrukcyjnego [2] wynikające z nowego podejścia do sposobu kształtowania powłok z blach trapezowych, nakazują pominięcie etapu przyjmowania na wstępie procesu projektowania dokładnej postaci geometrycznej powłoki, wykorzystywanego podczas tradycyjnego sposobu kształtowania powłok [4] na przykład żelbetowych [5]. Nie występuje więc konieczność dopasowywania materiału (montowanych arkuszy) do założonej na wstępie postaci geometrycznej powłoki. Konieczne jest natomiast wykonanie odpowiednich badań doświadczalnych, które już w dużej

części przeprowadzono w hali laboratoryjnej Politechniki Rzeszowskiej [2, 3, 6], związanych z wykorzystywanym profilem blachy oraz rodzajem i możliwym stopniem swobodnych deformacji płaskiego arkusza w tym także ukośnie ściętego, Rys. 4. a, b. Metody te pozwalają wybrać spośród deformacji sprawdzonych w czasie badań doświadczalnych taką, która odpowiada wyliczonym na etapie projektowania powłoki warunkom podparcia poprzecznego rozpatrywanego arkusza (a nawet pojedynczej fałdy) powłoki.

Rys. 4. a. Swobodnie skręcona powłoka złożona z dwóch arkuszy, podparta prostoliniowymi elementami

Rys. 4. b. Swobodnie zgięta i skręcona powłoka złożona z trzech arkuszy podpartych krzywoliniowymi elementami

Ze względu na różne rodzaje i stosunkowo duże zakresy swobodnych deformacji arkuszy i powłok doświadczalnych, metoda pozwala kształtować niemal dowolne prostoliniowe formy architektoniczne w zakresie krzywizn stosowanych w budownictwie [7].

W kształtowaniu strukturalnych przekryć powłokowych z blach trapezowych należy uwzględnić następujące ograniczenia:

4. maksymalnie dopuszczalne skręcenie fałdy powłoki α_{max} mieszczące się w zakresie sprężystym pracy arkusza, przy którym nie następuje znaczący wzrost wytężenia fałdy arkusza powłokowego, w stosunku do wytężenia fałdy płaskiego dachu o identycznym rozstawie konstrukcyjnych elementów podpierających,
5. maksymalną długość L_{max} fałdy (bez podpory pośredniej wynosi ona około 6 do 9 m, przy czym szczegółowych badań doświadczalnych uwzględniających wpływ podpory pośredniej dotąd nie przeprowadzono,
6. dodatnie przyrosty szerokości fałdy swobodnie zdeformowanych arkuszy na końcach poprzecznych i ujemne przyrosty szerokości w obszarze mieszczącym się w okolicach połowy jej długości powodujące jej przewężenie.

Z trzeciego ograniczenia wynika, że w ogólnym przypadku nie jest możliwe łączenie różnych, gładkich powłok - segmentów złożonych ze swobodnie zdeformowanych arkuszy poprzecznymi brzegami tak, aby powłoka wynikowa była również gładka, ze względu na trapezowy kształt profili, zróżnicowane dodatnie przyrosty szerokości odpowiadających sobie fałd łączonych powłok oraz to, że każda gładka powłoka prostoliniowa - segment posiada tylko jedno przewężenie odpowiadające jednej ewentualnie dwóm liniom zwężenia powierzchni prostokreślnej modelującej tę powłokę [8].

Rys. 5. Ciągłe przekrycie strukturalne [1], wykonane z wielu pasm swobodnie zdeformowanych, płaskich arkuszy

Brzegi poprzeczne łączonych powłok są więc rozłączne, a ich sumą jest wynikowa struktura powłokowa. Jednak brzegi te mogą być podparte jednym i tym samym zespołem elementów konstrukcyjnych (i wówczas podczas procesu ich geometrycznego i konstrukcyjnego kształtowania można przyjąć, że łączone pasma (i ich modele geometryczne) posiadają wspólną krawędź – kierownicę, Rys. 5.

Z drugiego ograniczenia wynika, że powłokowe, gładkie segmenty muszą mieć małą rozpiętość podłużną ze względu na stosunkowo niewielką długość arkuszy wynoszącą około 6 – 9 m zbliżoną do odległości poprzecznych podpór skrajnych arkuszy powłoki.

Pierwsze ograniczenie wpływa w niewielkim stopniu na różnorodność form architektonicznych powłok z blach trapezowych ze względu na ich stosunkowo niewielkie krzywizny.

W przypadku kształtowania przekryć powłokowych o dużych rozpiętościach, konieczne jest więc łączenie pojedynczych, gładkich powłok w struktury pasmowe lub segmentowe, których postać geometryczna charakteryzuje się występowaniem krawędzi wspólnych pomiędzy pasmami lub segmentami składowymi.

Przedstawione ograniczenia uzasadniają celowość działań zmierzających do:

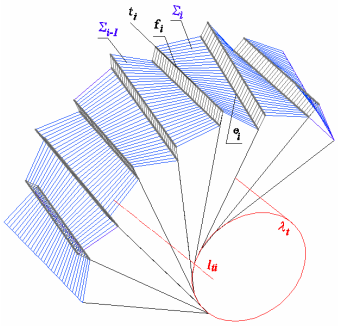
- opracowania sposobu łączenia pojedynczych, gładkich prostoliniowych powłok w strukturalne przekrycia krawędziowe o dużych rozpiętościach,
- sprawdzenia różnorodności możliwych do wykonania form architektonicznych powłok w tym zwłaszcza powłok strukturalnych,
- pełniejszego niż to ma miejsce obecnie wykorzystania właściwości geometrycznych powierzchni prostokreślnych w kształtowaniu gładkich powłok z blach trapezowych oraz ich struktur [9, 10, 11, 12, 13, 14].

2. GEOMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE CIĄGŁYCH STRUKTURALNYCH PRZEKRYĆ POWŁOKOWYCH

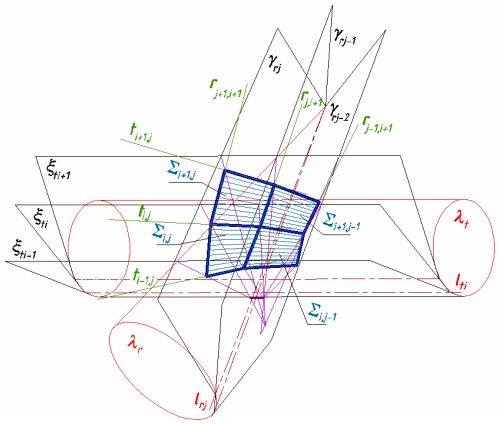
Algorytm opracowanego sposobu geometrycznego kształtowania strukturalnych przekryć powłokowych z blach trapezowych wykorzystuje następujące dwie podstawowe grupy działań.

Pierwszą grupę stanowią działania prowadzące do zbudowania:

- tworzących l_{ti} powierzchni bazowej λ_t, Rys. 6, w przypadku modelowania strukturalnych przekryć pasmowych za pomocą struktur pasmowych θ_p,
- tworzących l_{ti}, $l_{r,j}$ powierzchni bazowych λ_t i λ_r , Rys. 7, w przypadku modelowania strukturalnych przekryć segmentowych za pomocą struktur segmentowych θ_r.



Rys. 6. Przykład nieciągłej struktury pasmowej zbudowanej na podstawie walcowej powierzchni bazowej λ_t



Rys. 7. Przykład tworzenia ciągłej struktury segmentowej zbudowanej na podstawie powierzchni bazowych: walcowej λ_t i stożkowej λ_r

Drugą grupę stanowią działania, których celem jest wyznaczenie:

- prostych t_i - tworzących powierzchni prostokreślnej δ rozgraniczających sąsiednie pasma Σ_{i-1} i Σ_i struktury θ_p oraz linii kierujących e_i i f_i wszystkich pasm Σ_i,

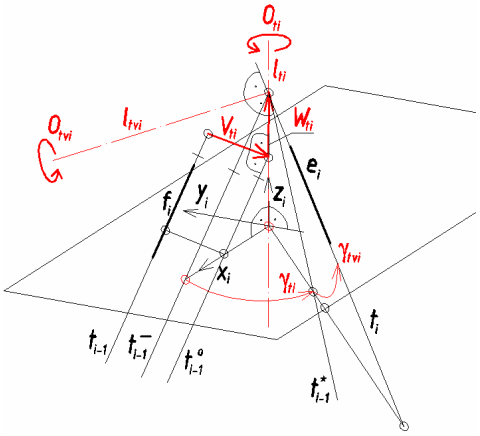
- prostych $t_{i,j}$ oraz $r_{j,i}$ - tworzących powierzchni prostokreślnych δ_j oraz ρ_i, rozgraniczających sąsiednie segmenty $\Sigma_{i,j}$ i $\Sigma_{i+1,j}$ oraz $\Sigma_{i,j-1}$ i $\Sigma_{i,j}$ oraz linii kierujących $e_{i,j}$ i $f_{i,j}$ wszystkich segmentów $\Sigma_{i,j}$ struktury θ_r.

W celu skonstruowania prostych t_i ($t_{i,j}$, $r_{j,i}$) prowadzi się płaszczyzny ξ_{ti} (ξ_{ti}, γ_{rj}) przechodzące przez wybrane proste l_{ti} (l_{ti} , l_{rj}) powierzchni bazowej λ_t (powierzchni bazowych λ_t i λ_r). Proste l_{ti} (l_{ti} , l_{rj}) przyjmuje się za osie obrotów płaszczyzn ξ_{ti} (ξ_{ti}, γ_{rj}) do położeń ξ_{ti+1} (ξ_{ti+1}, γ_{rj+1}). W ogólnym przypadku tworzącą t_i powierzchni δ (tworzącą $t_{i,j}$ powierzchni δ_j) wyznacza się dokonując następujących przemieszczeń prostej t_{i-1} ($t_{i-1,j}$), Rys. 8:

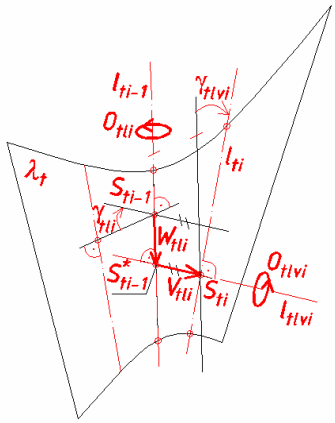
5. translacji V_{ti} prostej t_{i-1}, o kierunku normalnym do osi l_{ti}, w celu uzyskania nowego jej położenia t_{i-1}^{o}, w którym przecina prostą l_{ti},
6. translacji W_{ti} prostej t_{i-1}^{o} o kierunku zgodnym z osią l_{ti}, prowadzącej do otrzymania nowego położenia t_{i-1}^{-} przemieszczanej prostej t_{i-1},
7. obrotu O_{ti} prostej t_{i-1}^{-} dookoła osi l_{ti} o kąt γ_{ti} do położenia t_{i-1}^{*},
8. obrotu O_{tvi} prostej t_{i-1}^{*} dookoła osi l_{tvi} normalnej do prostych: l_{ti} i t_{i-1}^{*}, przecinającej obie proste, o kąt γ_{tvi} do położenia t_i.

W prostej t_{i-1} ($t_{i-1,j}$) wyznacza się odcinek f_i ($f_{i,j}$) - pierwszy z pary odcinków kierujących $\{f_i, e_i\}$ ($\{f_{i,j}, e_{i,j}\}$) pasma Σ_i (segmentu $\Sigma_{i,j}$). Drugi odcinek kierujący e_i ($e_{i,j}$) jest obrazem odcinka f_i ($f_{i,j}$) w złożeniu $O_{tvi}O_{ti}W_{ti}V_{ti}$ opisanych wcześniej przemieszczeń.

Możliwa jest ewentualna, dodatkowa translacja T_i otrzymanego odcinka e_i o wektor równoległy do prostej t_i.



Rys. 8. Dopuszczalne przemieszczenia tworzącej t_{i-1} powierzchni δ do położenia t_i



Rys. 9. Najbardziej ogólny przypadek przekształcenia osi l_{ti-1} w oś l_{ti}

W najbardziej ogólnym przypadku osie l_{ti} są tworzącymi powierzchni skośnej λ_t zwanej powierzchnią bazową [6, 7]. Celowe jest cykliczne (powtarzalnymi etapami) wykorzystanie kinetycznego sposobu wyznaczania osi l_{ti} jako obrazu osi l_{ti-1} w złożeniu następujących przemieszczeń, Rys. 9:

5. obrotu O_{tli} prostej wyznaczonej przez wektor translacji V_{tli-1} wykonanej w poprzednim etapie (ewentualnie translacji V_{tl0} przyjętej w pierwszym etapie działań) o kąt γ_{tli}, który prowadzi do wyznaczenia kierunku translacji V_{tli} (oraz osi l_{tvi} obrotu O_{tlvi}) normalnego do kierunków prostych: l_{ti-1} i l_{ti},
6. translacji W_{tli} prowadzącej do wyznaczenia położenia osi l_{tlvi},
7. translacji V_{tli}, przy czym długość wektora tej translacji jest równa odległości prostych l_{ti-1} i l_{ti},
8. obrotu O_{tlvi} prostej równoległej do prostej l_{ti-1} i przechodzącej przez koniec S_{ti} wektora translacji V_{tli} o kąt γ_{tlvi} dookoła prostej l_{tlvi}, do położenia l_{ti}.

Miary wielkości opisujących położenie osi l_{ti} (l_{rj}) oraz tworzącej t_i (r_j) są zależne od jednego i tego samego parametru, ponieważ powierzchnia $\delta(\delta_j)$ jest powierzchnią prostokreślną. Właściwości geometryczne powierzchni bazowej λ_t (λ_r) mają zasadniczy wpływ na położenie każdej prostej t_i (r_j) oraz odcinka e_i ($e_{i,j}$).

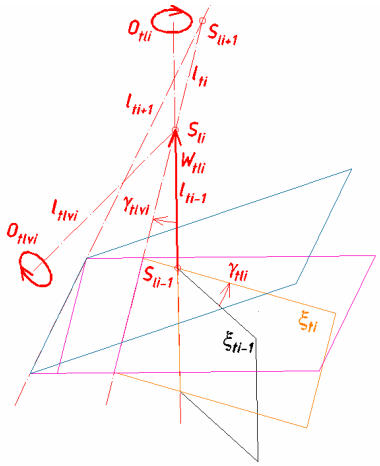
2.1. Geometryczne kształtowanie ciągłych, pasmowych przekryć powłokowych

Ze względu na stosunkowo dużą złożoność działań zmierzających do wyznaczenia powierzchni $\delta(\delta_j)$ oraz struktury θ_p (θ_r) w ogólnym przypadku przyjmuje się następujące założenie upraszczające te działania, co powoduje niewielkie ograniczenie różnorodności form architektonicznych strukturalnych przekryć powłokowych modelowanych za pomocą struktur θ_p (θ_r). Przyjmuje się, że ze względu na istotne znaczenie jedynie wybranych tworzących l_{ti} powierzchni bazowej λ_t, tylko te proste i ich przemieszczenia są brane pod uwagę (a nie właściwości geometryczne powierzchni bazowej). Dodatkowo zakłada się, że każda para kolejno wyróżnianych prostych l_{ti-1} i l_{ti} jest zawarta w jednej i tej samej płaszczyźnie. Powyższe pary są więc prostymi przecinającymi się (wydzielają z płaszczyzny kąt wierzchołkowy) lub równoległymi (wydzielają płaskie pasmo), co w sposób znaczący upraszcza budowanie zwłaszcza struktur nieciągłych (patrz Rozdz. 3.). Suma wszystkich tak wyróżnionych płaskich obszarów jest strukturą przybliżającą powierzchnię bazową.

Skutkiem przyjęcia powyższych uproszczeń jest zestaw niewielu ruchów sztywnych płaszczyzny ξ_{ti-1} oraz prostej l_{ti-1} do położeń ξ_{ti} oraz l_{ti}, Rys. 10, który składa się z:

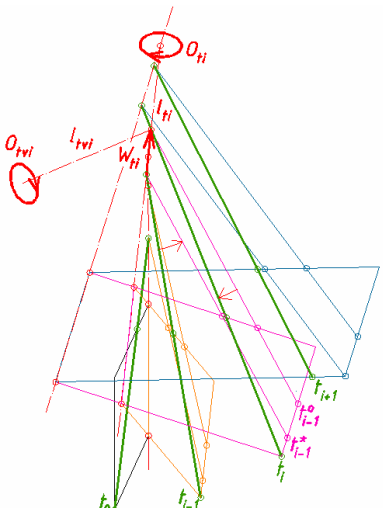
1. obrotu O_{tli} płaszczyzny ξ_{ti-1} dookoła prostej l_{ti-1} o kąt γ_{tli} tak, że płaszczyzna ξ_{ti-1} przyjmuje położenie ξ_{ti}, dzięki czemu możliwe jest skonstruowanie prostej l_{tvi} normalnej do płaszczyzny ξ_{ti} i przechodzącej przez punkt S_{li-1},
2. translacji W_{tli} prostej l_{ti-1}, w której obrazem punktu S_{li-1} przecięcia prostych l_{ti-2} oraz l_{ti-1} jest punkt S_{li} przecięcia prostych l_{ti-1} oraz l_{ti},
3. obrotu O_{tlvi} prostej l_{ti-1} dookoła osi l_{tlvi} normalnej do płaszczyzny ξ_{ti} i przechodzącej przez punkt S_{li}, o kąt γ_{tlvi} do położenia l_{ti}. (proste: l_{ti-1} i l_{ti} są więc zawarte w jednej i tej samej płaszczyźnie ξ_{ti})

Za pomocą powyższych działań buduje się rodzinę $\{l_{ti}\}$ osi obrotów l_{ti} oraz rodzinę $\{\xi_{ti}\}$ płaszczyzn ξ_{ti} zawierających proste t_i powierzchni δ będące obrazami kształtującej t_0.



$l_{ti} = O_{tli}O_{tlvi}W_{tli}\,(l_{ti-1})$
$\xi_{ti} = O_{tli}\,(\xi_{ti-1})$

Rys. 10. Uproszczony sposób wyznaczania osi $\boldsymbol{l_{ti}}$

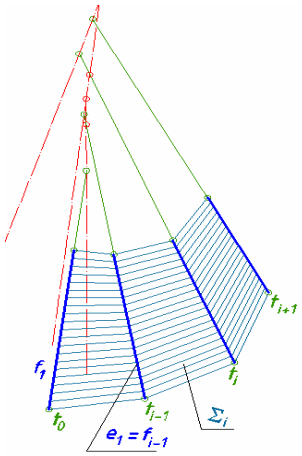


Rys. 11. Wyznaczanie tworzących t_i pasma Σ_i

W dalszej części artykułu stosuje się również dalsze, radykalne uproszczenie działań zmierzających do zbudowania struktury θ_p lub θ_r polegające na założeniu, że wszystkie osie l_{rj} są identyczne z przyjętą wstępnie prostą λ_r. (powierzchnia bazowa λ_r redukuje się do prostej).

Proste t_i zawierające odcinki kierujące f_i i e_i pasm Σ_i struktury θ_p uzyskuje się powtarzając cyklicznie zestaw ruchów sztywnych kształtującej t_0 zilustrowany na rysunku, Rys. 11, którymi są następujące przemieszczenia prostej z położenia t_{i-1} do położenia t_i:
- obrót O_{ti} prostej t_{i-1} dookoła osi l_{ti} do położenia l_{ti-1}^*,
- translacja W_{ti} prostej l_{ti-1}^* o wektor równoległy do osi l_{ti} do położenia l_{ti-1}^o,
- obrót O_{tvi} prostej l_{ti-1}^o dookoła osi l_{tvi} do położenia t_i.

Funkcje opisujące wielkości miar wszystkich powyższych przemieszczeń zarówno osi l_{ti} jak i prostych t_i są zależne od jednego i tego samego parametru, ponieważ proste t_i są tworzącymi jednej i tej samej powierzchni prostokreślnej δ [8].



Rys. 12. Pasmowa struktura powłokowa θ_p

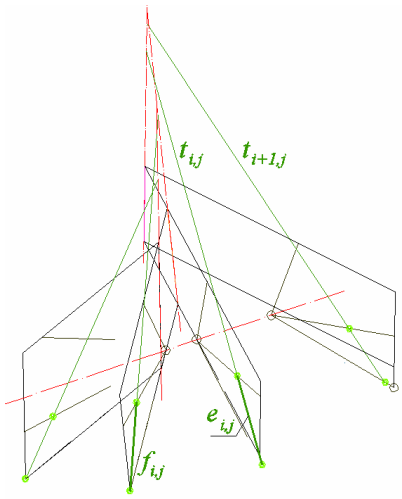
W celu zbudowania pasma Σ_i i jego tworzących (odpowiadających pojedynczym arkuszom lub fałdom pojedynczej powłoki – pasma powłoki strukturalnej) na podstawie uzyskanych odcinków kierujących e_i i f_i, wykorzystuje się jedną z metod opisanych w literaturze [1, 2], które bazują na wynikach badań doświadczalnych [3, 6] stwierdzających istnienie wzajemnie jednoznacznej zależności pomiędzy długościami linii podparć poprzecznych końców swobodnie zdeformowanej fałdy (arkusza) a kształtem i wzajemnym położeniem tych linii. Ze względu na powyższą zależność konieczne jest wyliczenie długości tych linii za pomocą odpowiednich wzorów opublikowanych w powyższych pracach. Przyjęcie dowolnej długości tych linii najczęściej uniemożliwia wykonanie zaprojektowanej powłoki a przynajmniej zwiększa w znaczący sposób wytężenie fałd powłoki.

Sumą wszystkich tak zbudowanych pasm Σ_i jest pasmowa struktura powłokowa θ_p, Rys. 12.

2.2. Geometryczne kształtowanie ciągłych, segmentowych przekryć powłokowych

Czynności dokonywane podczas budowania pasmowej struktury θ_p wykorzystuje się również podczas tworzenia segmentowej struktury θ_r. Konieczna jest jednak ich modyfikacja oraz znaczące rozszerzenie, ponieważ każdy z czterech odcinków linii brzegowej segmentu $\Sigma_{i,j}$ jest częścią wspólną z jednym z czterech sąsiednich segmentów: $\Sigma_{i-1,j}$, $\Sigma_{i+1,j}$, $\Sigma_{i,j-1}$, $\Sigma_{i,j+1}$.

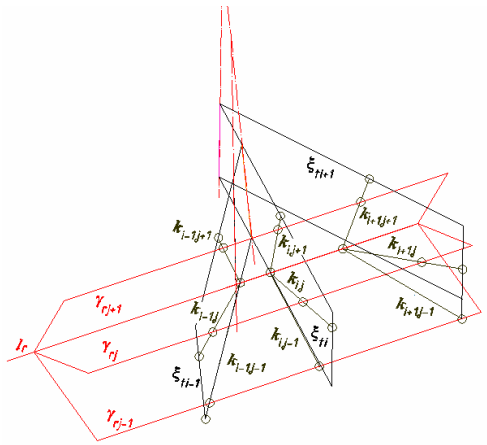
Opracowany sposób zaleca budowanie w jednym etapie tworzących $t_{i,j=const}$ powierzchni prostokreślnej δ_j, zawierających odcinki kierujące $e_{i,j=const}$ i $f_{i,j=const}$ wszystkich segmentów $\Sigma_{i,j=const}$ (wycinka powierzchni δ_j) jednego i tego samego pasma Σ_j, w sposób analogiczny do przedstawionego dla struktury pasmowej, Rys. 13.



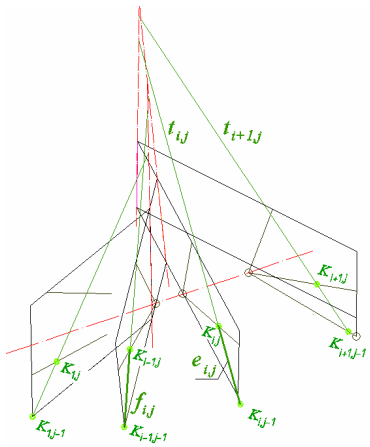
Rys. 13. Wyznaczanie prostych $t_{i,j=const}$ - tworzących powierzchni δ_j pasma Σ_j

W celu wyznaczenia linii kierujących $e_{i,j}$ oraz $f_{i,j}$ segmentów $\Sigma_{i,j=const}$ pasma Σ_j wykonuje się następujące działania:

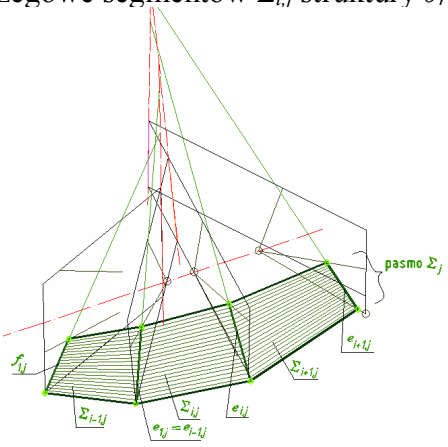
1. buduje się drugi (oprócz $\{\xi_{ti}\}$) zbiór $\{\gamma_{rj}\}$ płaszczyzn γ_{rj}, przy czym w przypadku przedstawionym na rysunku, Rys. 14, wszystkie płaszczyzny γ_{rj} przecinają się w jednej i tej samej prostej $\lambda_r = l_{rj}$,
2. znajduje się zbiór $\{k_{i,j}\}$ krawędzi $k_{i,j}$ przecięcia wszystkich płaszczyzn zbioru $\{\xi_{ti}\}$ z wszystkimi płaszczyznami zbioru $\{\gamma_{rj}\}$, Rys. 15,
3. znajduje się punkty $K_{i,j-1}$ i $K_{i,j}$ przecięcia prostych $k_{i,j-1}$, $k_{i,j}$ z prostymi $t_{i,j=const}$, które są końcami odcinków kierujących $e_{i,j}$ pasma Σ_j, przy czym $f_{i,j} = e_{i-1,j}$,
4. buduje się pasmo Σ_j segmentów $\Sigma_{i,j=const}$, Rys. 16,
5. przyjmuje się, że zbiór przemieszczeń przekształcających proste $t_{i,j}$ powierzchni δ_j w proste $t_{i,j+1}$ powierzchni δ_{j+1}, Rys. 17, składa się z: translacji $W_{ti,j+1}$ o wektorze zawartym w osi l_{ti} oraz obrotu $O_{ti,j+1}$ o osi $l_{tvi,j+1}$ normalnej do płaszczyzny ξ_{ti} i przecinającej oś l_{ti} w punkcie $S_{li,j+1}$,
6. w analogiczny sposób znajduje się linie kierujące pozostałych pasm Σ_m (m > j) struktury θ_r, przy czym dodatkowo zakłada się postacie funkcji matematycznych opisujących położenie prostych $t_{i,m}$ - tworzących kolejnych powierzchni δ_m zawierających odcinki kierujące segmentów $\Sigma_{i,m}$, Rys. 18, kolejnych pasm Σ_m struktury θ_r.



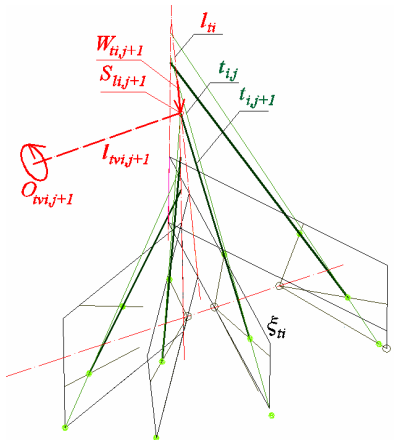
Rys. 14. Dwa zbiory $\{\xi_{ti}\}$ oraz $\{\gamma_{rj}\}$ płaszczyzn zawierających linie brzegowe segmentów $\Sigma_{i,i}$ struktury θ_r



Rys. 15. Wyznaczenie linii kierujących $e_{i,j}$ segmentów $\Sigma_{i,j}$ pierwszego pasma $\Sigma_{j=1}$ struktury θ_r

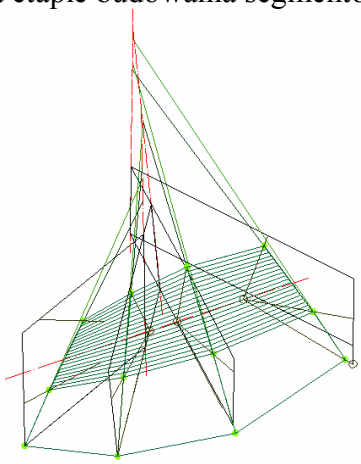


Rys. 16. Segmenty $\Sigma_{i,j}$ pierwszego pasma $\Sigma_{j=1}$ struktury θ_r



Rys. 17. Wyznaczenie tworzących $t_{i,j+1}$ powierzchni δ_{j+1} drugiego pasma $\Sigma_{j+1=2}$ struktury θ_r

Na etapie budowania segmentów $\Sigma_{i,j}$ struktury θ_r pojawia się pewne utrudnienie związane z tym, że długości odcinków $f_{i,j}$ i $e_{i,j}$ wylicza się na podstawie przecięć płaszczyzn ξ_{ti} i γ_{rj} oraz prostych $t_{i,j=const}$. Aby tak otrzymane linie mogły być przyjęte za modele geometryczne linii podparć swobodnie zdeformowanych arkuszy powłoki, ich długości muszą spełniać warunki jednej z metod opisanych w pracach [1, 2, 3]. Warunki te są związane z wzajemnie jednoznaczną zależnością pomiędzy długością linii poprzecznych podparć końców każdej fałdy powłoki, a kształtem i wzajemnym położeniem tych linii oraz właściwościami fizycznymi i geometrycznymi fałdy opisana w powyższych pracach za pomocą formuł matematycznych.

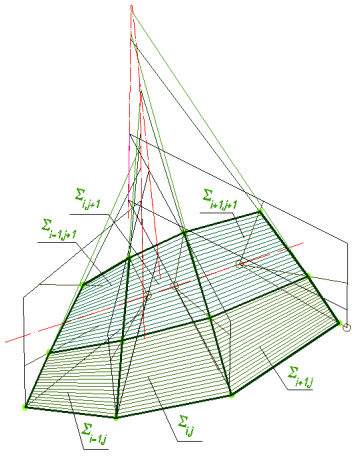


Rys. 18. Segmenty drugiego pasma $\Sigma_{j=m=2}$ struktury θ_r

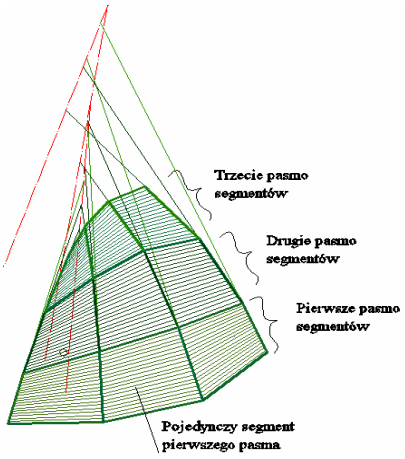
Powyższą trudność można przezwyciężyć wyliczając na etapie projektowania rozstaw punktowych miejsc mocowania fałd do kierownic segmentów powłoki strukturalnej oraz wykonują następujące działania podczas montażu arkuszy w powłoce: ukośne ścinanie płaskich arkuszy nawet do kształtu trójkątnego lub pięciokątnego, stosowanie nietypowej obróbki blacharskiej wzdłuż brzegowych fałd segmentu.

Inne rozwiązanie powyższego problemu polega na wykorzystaniu krzywoliniowych kierownic segmentów powłoki strukturalnej, jednak wykracza ono poza ramy artykułu.

Na rysunku, Rys. 19, prezentuje się strukturę złożoną z dwóch trzy-segmentowych pasm, a na rysunku, Rys. 20, strukturę złożoną z trzech trzy-segmentowych pasm.



Rys. 19. Struktura ciągła złożona z dwóch trzy-segmentowych pasm



Rys. 20. Struktura ciągła złożona z trzech trzy-segmentowych pasm

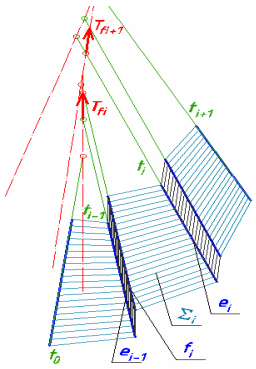
3. GEOMETRYCZNE KSZTAŁTOWANIE NIECIĄGŁYCH STRUKTURALNYCH PRZEKRYĆ POWŁOKOWYCH

Sposób budowania nieciągłej struktury powłokowej będącej modelem geometrycznym nieciągłego, strukturalnego przekrycia powłokowego opisuje zaprezentowany wcześniej sposób budowania ciągłej struktury powłokowej θ_p (θ_r).

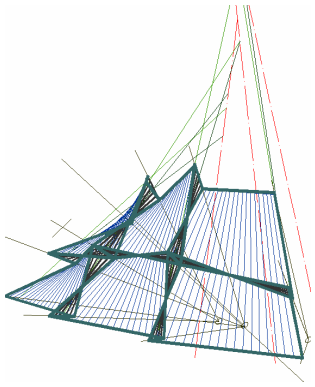
Zasadniczymi działaniami wymaganymi przez sposób są:

1. wyznaczenie rodziny $\{\xi_{ti}\}$ płaszczyzn w przypadku struktury pasmowej θ_p ewentualnie dwóch rodzin $\{\xi_{ti}\}$ i $\{\gamma_{rj}\}$ płaszczyzn w przypadku struktury segmentowej θ_r,
2. znalezienie krawędzi $k_{i,j}$ płaszczyzn powyższych rodzin w przypadku struktury segmentowej θ_r,
3. zbudowanie prostych t_i ($t_{i,j}$) powierzchni δ (δ_j) w płaszczyznach ξ_{ti},
4. skonstruowanie odcinków kierujących każdego pasma Σ_j (każdego segmentu $\Sigma_{i,j}$) w taki sposób, żeby jeden z nich na przykład e_i ($e_{i,j}$) był zawarty w prostej t_i ($t_{i,j}$), drugi natomiast f_i ($f_{i,j}$) był obrazem pierwszego w złożeniu translacji W_{fi} ($W_{fi,j}$) lub obrotu O_{fi} ($O_{fi,j}$), Rys. 21, 22. a, b.

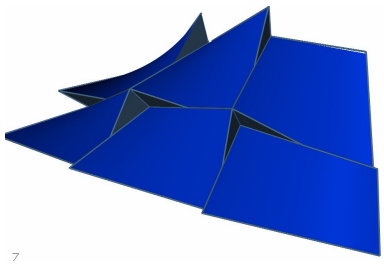
W przypadku struktury segmentowej długości odcinków $f_{i,j}$ po obrotach $O_{fi,j}$ lub translacjach $W_{fi,j}$ zależą od ich położenia względem krawędzi $k_{i-1,j}$ i $k_{i-1,j-1}$.



Rys. 21. Wykorzystanie translacji rozdzielającej odcinki: f_i i e_{i-1}

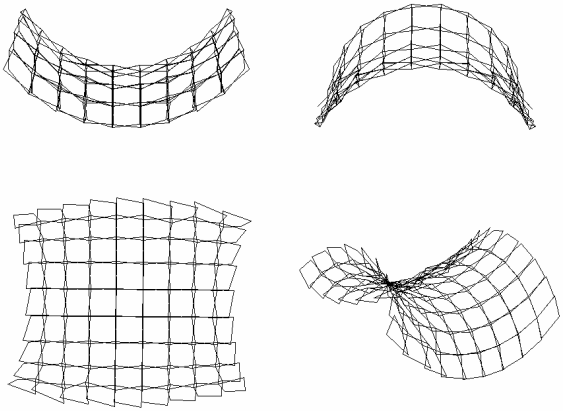


Rys. 22. a. Segmentowa struktura nieciągła zbudowana przy wykorzystaniu obrotu rozdzielającego odcinki: $f_{i,j}$ i $e_{i-1,j}$



Rys. 22. b. Wizualizacja segmentowej struktury nieciągłej

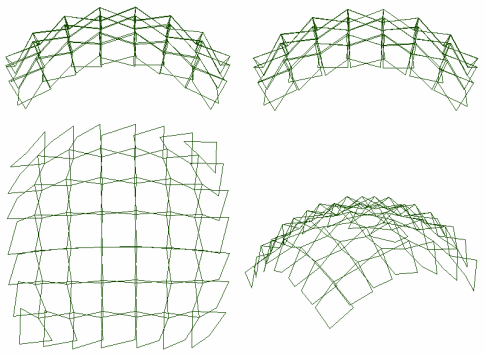
Rozpatrywany sposób budowania nieciągłych struktur powłokowych jest stosunkowo prosty i przejrzysty, ponieważ charakteryzuje się tym, że po przemieszczeniu (obrocie lub translacji) odcinek f_i ($f_{i,j}$) jest zawarty wraz z odcinkiem e_i ($e_{i,j}$) w jednej i tej samej płaszczyźnie ξ_{ti} rozdzielającej sąsiednie pasma struktury θ_p lub θ_r.



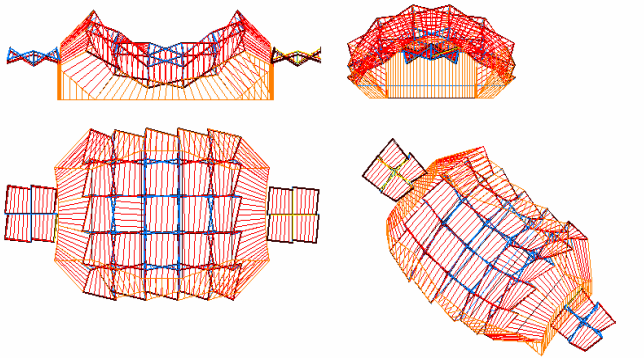
Rys. 23. Parami związane rzuty oraz rzut aksonometryczny segmentowej struktury powłokowej o ogólnych właściwościach geometrycznych zgodnych z właściwościami powierzchni o ujemnej krzywiźnie Gaussa

Jeżeli miary wszystkich przemieszczeń tworzących t_i ($t_{i,j}$) są funkcjami jednego parametru (jednego lub dwóch różnych parametrów), to struktura θ_p (θ_r) przyjmuje ogólne właściwości geometryczne zgodne z właściwościami powierzchni prostokreślnej (z właściwościami powierzchni geometrycznej charakteryzującej się krzywizną Gaussa o dowolnym znaku, Rys. 23, 24).

Rysunek, Rys. 25, przedstawia przykładowy model geometryczny obiektu budowlanego o nieciągłym, segmentowym przekryciu powłokowym z blachy trapezowej.



Rys. 24. Parami związane rzuty oraz rzut aksonometryczny segmentowej struktury powłokowej o ogólnych właściwościach geometrycznych zgodnych z właściwościami powierzchni o dodatniej krzywiźnie Gaussa



Rys. 25. Przedstawienia modelu obiektu budowlanego o segmentowym przekryciu powłokowym, charakteryzującego się ogólnymi właściwościami geometrycznymi zgodnymi z właściwościami powierzchni o ujemnej krzywiźnie Gaussa

4. PODSUMOWANIE

Opracowany sposób geometrycznego kształtowania strukturalnych przekryć powłokowych z blach trapezowych pozwala osiągnąć dwa podstawowe cele:

1. znacząco zwiększyć rozpiętość podłużną przekrywanych obiektów budowlanych w stosunku do obiektów przekrywanych „gładkimi" przekryciami powłokowymi z blach trapezowych,
2. zwiększyć różnorodność form architektonicznych przekryć powłokowych.

Za pomocą proponowanego sposobu możliwe jest również kształtowanie nieciągłych struktur powłokowych, które pozwalają dodatkowo zwiększyć:

1. różnorodność form architektonicznych przekryć powłokowych z blach trapezowych,
2. doświetlenie wnętrza obiektu światłem zewnętrznym.

Wadami tak kształtowanych przekryć są: złożona postać ustroju konstrukcyjnego, stosunkowo skomplikowane i czasochłonne kształtowanie oraz wykonanie, utrudniony odpływ wody opadowej, stosunkowo duże, konieczność zwiększenia obciążenia śniegiem zakładanego na etapie projektowania w stosunku do przekrycia gładkiego.

Budowanie modeli geometrycznych rozpatrywanych przekryć strukturalnych wymaga wspomagania komputerowego. Autor korzysta z języka programowania: AutoLisp programu AutoCad.

Prezentowany sposób zwiększa wykorzystanie różnych typów powierzchni geometrycznych zwłaszcza prostokreślnych w projektowaniu powłok budowlanych.
Możliwa jest modyfikacja sposobu, w celu uzyskania możliwości kształtowania przekryć strukturalnych złożonych z segmentów ograniczonych krzywoliniowymi brzegami.

Prezentowany sposób pozwala również na geometryczne kształtowanie powłok wielowarstwowych oraz powłok o ustroju nośnym innym niż konstrukcja ramowa i wykorzystujących materiał inny niż arkusze blachy trapezowej.

Literatura

[1] Abramczyk J.: „Geometryczne kształtowanie prostoliniowych powłok budowlanych z blach trapezowych za pomocą przestrzennych czworoboków", Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Budownictwo

i Inżynieria Środowiska, z. 56, Rzeszów 2010.
[2] Reichhart A.: Geometrical and structural shaping of shells made of profiled metal sheets (in Polish), Oficyna Wyd. Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2002.
[3] Abramczyk J.: "A mathematical model of free deformed corrugated flat sheet of rectilinear shell", Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Budownictwo i Inżynieria Środowiska, International Scientific Conference Rzeszów-Lviv-Kosice Currenet Issues od Civil and Environmental Engineering, September 2009, z. 52, s. 5-16, 2009.
[4] Davies J.M., Bryan E.R.: "Manual of stressed skin diaphragm design, Granada, London 1982.
[5] Menyhard I.: „Konstrukcje powłokowe", Arkady, Warszawa 1971.
[6] Reichhart A., Abramczyk J. "ON THE INFLUENCE OF OBLIQUE CUTTING OF PROFILED STEEL SHEET ON ITS SHELL SHAPE", Proc. Conference on Lightweight Structures in Civil Engineering, Local Seminar of IASS Polish Chapter, Warsaw, 2006, s. 172-175.
[7] Reichhart A.: "Powłokowe formy architektoniczne z blach fałdowych", Materiały Sympozjum Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji. Konstrukcje z blach fałdowych. Konstrukcje cięgnowe." Oficyna PRz, Rzeszów 2000.
[8] Trajdos T.: "Matematyka dla inżynierów", WNT, Warszawa, Polska 1981.
[9] Abramczyk J.: "Geometric Properties of Patches of Right Ruled Paraboloid Helpful for Shaping Building Shells", Local Seminar of IASS / LCSE Polish Chapter, Warszawa-Rzeszów, 5 grudnia 2003, s. 7-12.
[10] Polański S.: "Geometria powłok budowlanych", PWN, Warszawa 1986.
[11] Januszewski B.: "Geometria wykreślna", Cz. 1, Skrypt PRz, Rzeszów 1995.
[12] Przewłocki S.: "Geometria wykreślna w budownictwie", Arkady, Warszawa 1982.
[13] Michajlenko V. E., Obuchowa W. S., Podgornyj A. L.: „Formoobrazowanie obołociek w architekture", Kijev, „Budiwielnik", 1972.
[14] Abramczyk J.: „A New proposal for determination of ruled surfaces", Zeszyt Naukowy PRz Nr 36 -Budownictwo i Inżynieria Środowiska, Oficyna PRz, Rzeszów 2004, s.5-17

PROPOSITION OF GEOMETRICAL SHAPING OF SHELL SEGMENT COVERS MADE OF TRAPEZOIDAL STEEL SHEETS

Summary

The paper presents a way of geometrical shaping of the building structural covers consisting of many rectilinear shells made of flat profiled steel sheets free deformed to the shell shape during assembly work. The way consists in creating two families of planes separating the neighboring sectors $\Sigma_{i-1,j}$ and $\Sigma_{i,j}$ (of the ruled surfaces $\sigma_{i-1,j}$ and $\sigma_{i,j}$) of the space geometrical structure θ_r modeling the building structural cover. The ruling $t_{i,j}$ of he ruled surface δ_j containing the border lines of the sectors $\Sigma_{i,j}$ are calculated in these planes.

Each pair of the sectors $\Sigma_{i-1,j}$ and $\Sigma_{i,j}$ of the continuous structure θ_r has got the common segment of the border lines being the space quadrangles whereas each pair of the neighboring sectors $\Sigma_{i-1,j}$ and $\Sigma_{i,j}$ of the discontinuous structure θ_r has got the suitable segments of the border lines contained in the same plane.

The way assures the freedom of transversal strains of the free deformed sheets during assembly, hence the sheets are subject to free deformations. The above activity makes it possible to obtain the small intentional effort and reserve the conveyance capacity of the useful load for the successive shell folds although the shell form can be almost free and attractive.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Zbigniew BAĆ
Politechnika Wrocławska
Janusz RĘBIELAK
Politechnika Krakowska

OBIEKTY CENTRALNE W AUTORSKIEJ KONCEPCJI PROJEKTOWEJ DLA EXPO WROCŁAW 2010

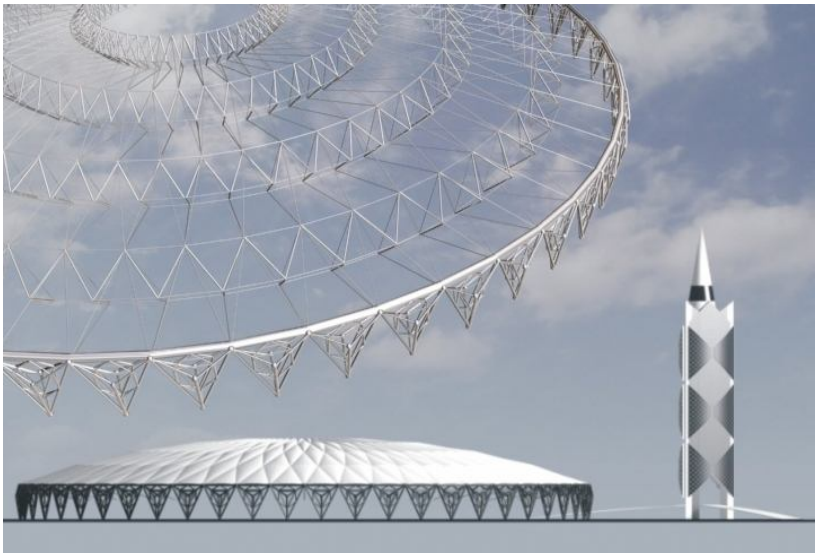
1. WPROWADZENIE

W pracy przedstawiono krótki opis dwóch obiektów kilka lat temu zaprojektowanych przez autorów jako główne budynki zespołu centralnego Expo 2010 planowanego uprzednio we Wrocławiu, którego organizację otrzymał Szanghaj. Zespół ten miały tworzyć Hala 2010 oraz Brama Expo i obiekty te proponowano umieścić w strefie wejściowej przyszłych ewentualnych terenów Expo zlokalizowanych w zachodniej części miasta. Pawilony poszczególnych krajów miały być rozproszone na całym tym terenie natomiast przestrzeń obiektów centralnych planowano przeznaczyć dla wspólnej prezentacji różnorodnych kultur i dorobku kręgów cywilizacyjnych z różnych kontynentów. Po zakończeniu Expo budynki centralne mogły pozostać użytkowane jako obiekty wielofunkcyjne o bardzo szerokim spektrum działalności i możliwości aranżacji wnętrz.

2. ZARYS KONCEPCJI PROJEKTOWEJ

Ogólnie pojęte hasła globalnej ochrony środowiska i zachowania zasobów przyrody zostały zaproponowane jako główne hasła tego planowanego we Wrocławiu Expo. W przyjętych rozwiązaniach architektoniczno-konstrukcyjnych postanowiono eksponować wybrane miary przyrodnicze, nawiązujące do liczby dni i tygodni oraz do czterech pór roku. Zespół dwóch podstawowych obiektów planowanego założenia, w postaci przekrycia kopułowego (Hala 2010, autor: arch. Janusz Rębielak) oraz budynku wysokiego (Brama Expo, autor: arch. Zbigniew Bać), nawiązuje do zespołu podobnych obiektów istniejących we Wrocławiu, który składa się z Hali Ludowej i tzw. Iglicy [1]. Są one zlokalizowane w Parku Szczytnickim i usytuowane po wschodniej stronie historycznego centrum Wrocławia. Korzystając z tej zarysowującej się unikalnej szansy zaproponowano wybudowanie we Wrocławiu Hali 2010 jako przekrycia kopułowego o największej na świecie rozpiętości przekraczającej o 300 metrów rekordową rozpiętość takiej formy przekrycia, jaką szczyciła się słusznie na początku XX wieku Hala Ludowa, obecnie coraz częściej nazywana ponownie Halą Stulecia. Rozpiętość istniejącego w Londynie obiektu *Millenium Dome* wprawdzie przekracza granicę 300 metrów jednak jego konstrukcja nie systemem stosowanym

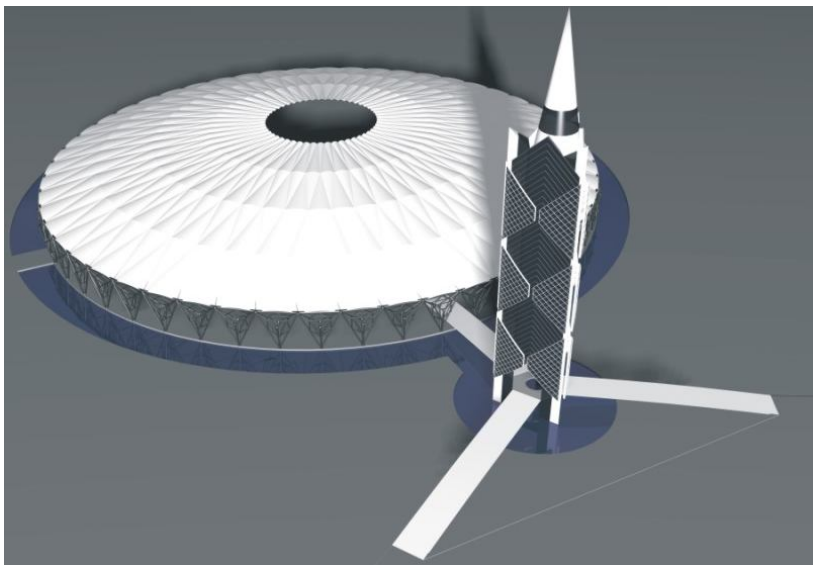
w kopułach tylko konstrukcją dachu podwieszonego o formie sferycznej. Miara geometryczna Bramy Expo miała być w pewnej prostej i czytelnej relacji do miary głównej Hali 2010. Zespół ten mógłby stać się nową, współczesną architektoniczną wizytówką Wrocławia oraz Dolnego Śląska (rys. 1), która nie tylko przez swe wymiary mogłaby być łatwo i czytelnie rozpoznawalną także w skali szerszej niż krajowa.



Rys. 1. Poglądowe wizualizacje obiektów tworzących zespól centralny Expo

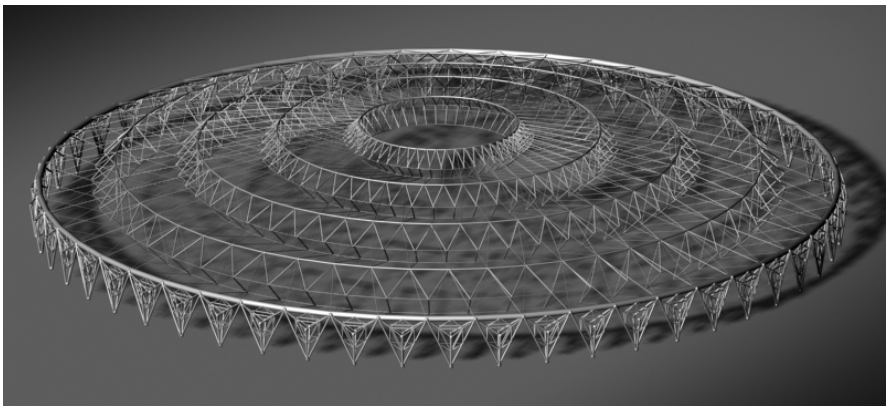
3. OPIS STRUKTUR ZESPOŁU CENTRALNEGO

Konstrukcja przekrycia o tak ogromnej i rekordowej rozpiętości powinna być lekka, z równie lekkim pokryciem dachowym w postaci membran mogących być także integralnymi składnikami systemu konstrukcyjnego. Dlatego zaprojektowano ją w jednym z nowych rodzajów systemów prętowo-cięgnowych opracowanych ostatnio przez J. Rębielaka [2, 3] dla m.in. takich właśnie celów użytkowych W widoku ogólnym tego zespołu (rys. 2) dominuje jasny obszar pokrycia dachowego Hali 2010, którego niemal białą barwę dobrano celowo dla ograniczenia wpływów termicznych na wielkości sił mogących działać w tej konstrukcji.

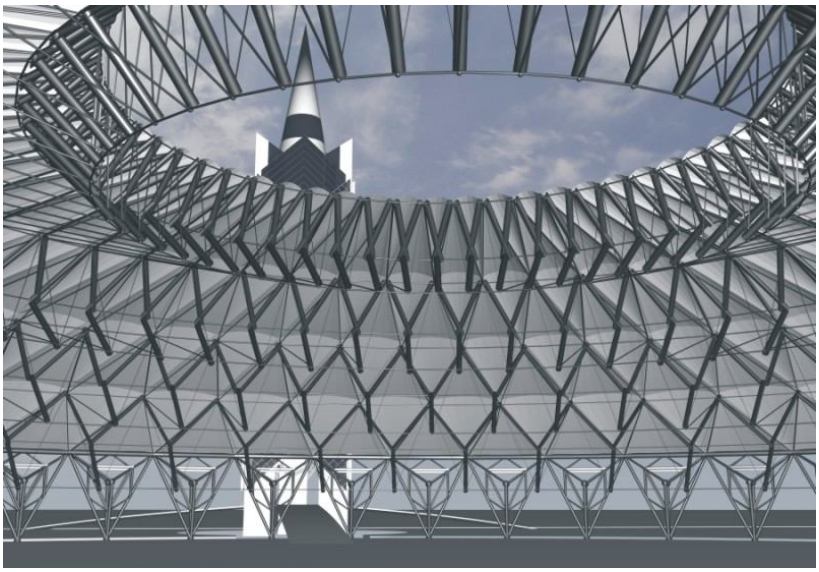


Rys. 2. Widok z lotu ptaka na projektowany zespól centralny Expo

Stalowa konstrukcja nośna Hali 2010 została zaprojektowana w jednej z bardziej złożonych form struktury oznaczonej symbolem VU-TensO [2, 3] umożliwiającej budowę przekrycia o niewielkiej wyniosłości (rys. 3 oraz rys. 4). Jest ona utworzona za pomocą czworościennych modułów prętowo-cięgnowych z zestawami prętów typu V, które to moduły są rozmieszczone nad co drugim górnym polem trójkątnym każdego z czterech pasów koncentrycznych. Liczba pierścieni odpowiada liczbie głównych pór roku. Górne krawędzie tych pasów wykonane są w postaci prętów sztywnych. Wierzchołki modułów czworościennych są połączone cięgnami biegnącymi w kolejnych niżej położonych pasach koncentrycznych. Odpowiednie węzły kolejnych pasów są nawzajem połączone ze sobą odpowiednio zaprojektowanym systemem cięgien. Ostatnie, najniższe pasmo jest zamocowane do potężnego, obwodowego pierścienia ściskanego spoczywającego na 52 podporach, których liczba jest równa liczbie tygodni w roku, ukształtowanych w postaci pryzmatycznych struktur przestrzennych rozmieszczonych w odstępach ok. 22,5 metra. Kopuła ma stosunkowo niewielką wyniosłość i rozpiętość równą 365,25 metra, co odpowiada długości roku kalendarzowego wyrażonej liczbą dni. Wysokość kopuły w górnej krawędzi otworu centralnego wynosi ok. 52 m, a znajdujący się tam otwór o średnicy ok. 73 metrów, może być okresowo przekrywany lekką strukturą pneumatyczną. Przestrzeń wewnętrzna Hali 2010 może być izolowana od czynników atmosferycznych za pomocą systemu odpowiednich, przesuwnych ścian kurtynowych rozmieszczonych wzdłuż obwodu tego obiektu.



Rys. 3. Wizualizacja modelu numerycznego konstrukcji Hali 2010



Rys. 4. Widok wnętrza Hali 2010, w tle widoczny budynek Bramy Expo.

Budynek wysoki nazwany Bramą Expo miał wg. założeń ideowych stanowić czytelny punkt orientacyjny usytuowania terenów wystawowych w panoramie Wrocławia, a także w połączeniu z kopułą niepowtarzalny znak-symbol EXPO 2010. Wieża „Brama Expo" położona jest od strony południowej Hali 2010 w strefie projektowanego „wejścia młodości" (projekt wstępny Biura Rozwoju Wrocławia), będzie pełnić funkcję wejścia głównego na tereny wystawowe z niezbędnym placem-forum oraz z wyposażeniem logistyczno-informacyjnym. Wieża zaprojektowana nad rzutem w formie trójkąta, o szerokości boku 36,0 metrów, jest ustawiona na trzech skrajnych trzonach podporowych i ma całkowitą wysokość równą 182,625 metra, co odpowiada długości promienia kopuły „Hali 2010". „Brama Expo" obok wspomnianego wejścia głównego będzie także pełnić role użytkowe, posiada ona 45 kondygnacji nadziemnych, jest podzielona na trzy segmenty, z których każdy ma wysokość 15 kondygnacji. W segmencie dolnym przewiduje się rozmieścić centra konferencyjno-kongresowe, audytoria i administrację. W segmencie drugim planuje się biura i hotele, a w członie trzecim apartamenty mieszkaniowe. W części najwyższej, mającej kształt stożka o wysokości 40 metrów, projektuje się oszklone tarasy widokowe z kawiarniami, pomieszczeniami ekspozycyjnymi, studiami radiowo-telewizyjnymi itp. Kształt wieży „Brama Expo" w zamiarze autorów nawiązuje do tradycyjnych form wieżowych Dolnego Śląska, a w strukturze elewacji zaplanowano urządzenia dające możliwość medialnej, wielkowymiarowej zmiany natężenia światła i kolorów.

Literatura

[1] Bać Z., Rębielak J.: Autorskie studium rozwiązania zespołu centralnego dla Expo 2010, Architectus, nr 1(15), 2004.
[2] Rębielak J.: New structural proposals of tension-strut systems for lightweight roofs, Space Structures 5, Thomas Telford, London, England, 2002.
[3] Rębielak J.: Shaping of space structures. Examples of applications of Formian in design of tension-strut systems, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2005.

BUILDINGS OF CENTRAL AREA IN THE AUTHOR'S CONCEPTUAL PROJECT FOR EXPO WROCŁAW 2010

Summary

In the paper are spoken main aspects taken into consideration by the authors during design process of two objects proposed for Expo 2010 previously intended to organize in Wrocław. In the central part it is proposed to locate Hall 2010, being a huge dome of clear span equals 365,25 m and having a lightweight tension-strut structure of the roof. The second object is a tall building, called Expo Gate, having the height 182,625 m, what is the exact the half value of total clear span of the dome structure.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Wioleta BARCEWICZ
Marian GIŻEJOWSKI
Politechnika Warszawska

STALOWO – BETONOWE WĘZŁY ZESPOLONE Z WYKORZYSTANIEM BLACH PROFILOWANYCH

1. WPROWADZENIE

Sposób kształtowania konstrukcji szkieletowych, w ciągu ostatnich kilkunastu lat, uległ znacznym zmianom, wynikającym z uproszczenia węzłów tradycyjnie projektowanych jako sztywne, a także ze stosowania zespolenia materiałów konstrukcyjnych. Podniesienie efektywności współcześnie projektowanych stalowych konstrukcji szkieletowych uzyskano przez wprowadzenie stalowych blach profilowanych nie tylko jako deskowania, ale również jako dodatkowego zbrojenia strefy rozciąganej przekroju zespolonego. Opracowano specjalne łączniki do zespolenia oraz techniki ich zespalania z cienką blachą stalową i ściankami kształtowników stosowanych na belki i słupy. Dzięki wykorzystaniu zespolenia stali i betonu, współpracujących w przenoszeniu oddziaływań, uzyskano lepsze wykorzystanie cech mechanicznych obu materiałów, a co za tym idzie wymierne korzyści konstrukcyjne i ekonomiczne. Konstrukcje zespolone cechują się zmniejszeniem zużycia stali, obniżeniem kosztów dzięki zastosowaniu betonu będącego tańszym materiałem konstrukcyjnym, korzystnym zwiększeniem sztywności, nośności i odporności ogniowej, a także zmniejszeniem wysokości konstrukcyjnej stropu [1]. Wykonanie zespolonych stropów betonowanych na profilowanych blachach stalowych jest łatwe i szybkie, a blacha zaraz po ułożeniu może służyć jako pomost roboczy [2].

Największe korzyści z zespolenia belki stalowej i płyty stropowej betonowanej na blachach profilowanych uzyskuje się w przęsłach, czyli w strefie momentów dodatnich, gdzie naprężenia ściskające są przenoszone przez beton płyty stropowej, a rozciągające przez belkę stalową i blachę profilowaną. W strefie momentów ujemnych, w miejscach podparcia belek ciągłych i w węzłach ram, korzyści są mniejsze. Płyta betonowa jest w tej strefie rozciągana, ulega zarysowaniu, a naprężenia rozciągające są przenoszone przez pręty zbrojenia. Ze względu jednak na to, że o wymiarach belek stropowych, podciągów i rygli ram często decyduje warunek sztywności, racjonalnym sposobem kształtowania zespolonych układów konstrukcyjnych jest ich uciąglenie nad podporami. Zwiększenie nośności i sztywności zespolonych przekrojów przywęzłowych uzyskuje się przez uwzględnienie do współpracy prętów zbrojenia umieszczonych w górnej części strefy przypodporowej płyty stropowej [1].

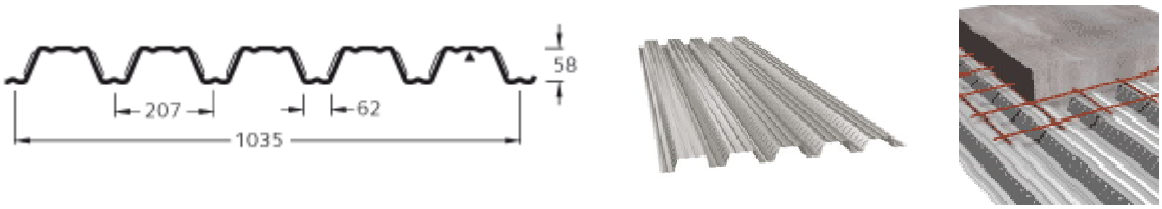
W niniejszej pracy omówiono zagadnienia związane z kształtowaniem węzłów zespolonych stalowo - betonowych, łączących elementy konstrukcyjne szkieletu stalowego

o stropach zespolonych betonowanych na blachach profilowanych, a także oceną wpływu niektórych czynników konstrukcyjnych stropu zespolonego na zachowanie się węzłów.

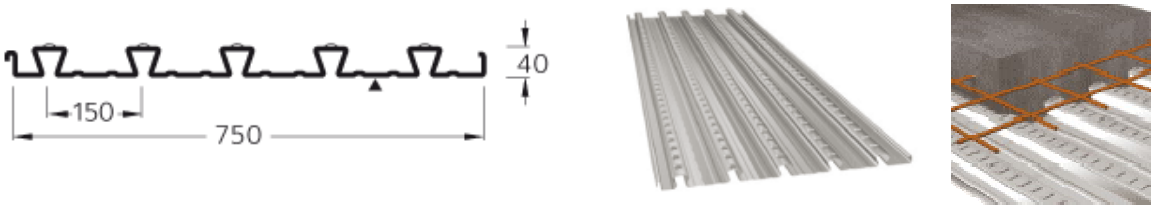
2. BLACHY PROFILOWANE W KONSTRUKCJACH STROPÓW ZESPOLONYCH

Do wykonania płyt zespolonych należy stosować blachy profilowane wytwarzane ze stali miękkiej, ze stali o wysokiej wytrzymałości, z blach walcowanych na zimno oraz z blach stalowych ocynkowanych [2]. Zgodnie z postanowieniami normy PN-EN 1994-1-1 [3], grubość arkuszy blach współpracujących z betonem powinna być nie mniejsza niż 0,7 mm. Blachy profilowane w zespolonych płytach stropowych powinny być przystosowane do zespolenia z betonem i zdolne do bezpiecznego przenoszenia sił ścinających na styku obu materiałów. Dlatego też są one odpowiednio kształtowane w celu zapewnienia współdziałania z betonem, co można osiągnąć za pomocą: zespolenia mechanicznego przez karby lub wytłoczenia blachy, zespolenia ciernego uzyskiwanego w przypadku blach ukształtowanych w formie umożliwiającej pojawienie się sił docisku, zakotwienia końców blachy za pomocą przypawanych łączników (tylko w zestawieniu z którymś z wymienionych wcześniej sposobów) lub zakotwienia końców blachy w wyniku deformacji jej żeber (przy zastosowaniu blach z żebrami w formie umożliwiającej pojawienie się sił docisku).

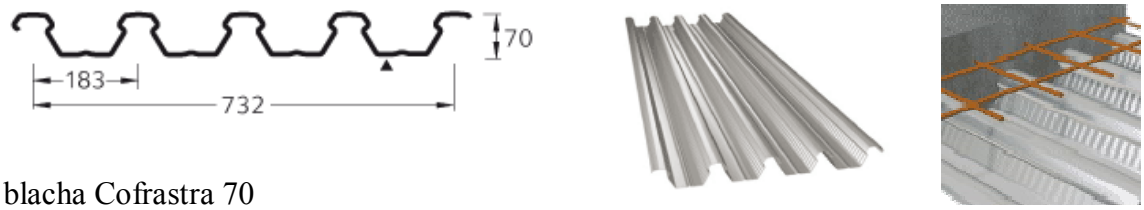
Przykłady blach przeznaczonych do systemowych stropów zespolonych przedstawiono na rys. 1. Wśród wielu rozwiązań konstrukcyjnych można wyróżnić blachy fałdowe o trapezowym kształcie żeber z wytłoczeniami i zagięciami (rys.1a), blachy o geometrii zamkniętej (jaskółczy ogon) (rys. 1b) oraz formy pośrednie łączące oba sposoby zespolenia (rys. 1c).



a) blacha Cofraplus 60



b) blacha Cofrastra 40



c) blacha Cofrastra 70

Rys. 1. Przykłady blach profilowanych do stropów zespolonych (www.arcelormittal.com/distributionsolutions/construction/arval/4544/5285)

W normie PN-EN 1994-1-1 [3] podano zalecenia konstrukcyjne do prawidłowego wykonania stropów zespolonych betonowanych na blachach profilowanych. Jeżeli płyta stropowa współpracuje w zespoleniu z belką lub jest wykorzystywana jako tarcza to całkowita grubość płyty zespolonej h powinna być nie mniejsza niż 90 mm. Grubość warstwy betonu d_c ponad górną płaszczyzną żeber powinna być nie mniejsza niż 50 mm. Długość oparcia płyt zespolonych na kształtownikach stalowych lub na elemencie betonowym powinna być nie mniejsza niż 75 mm, przy czym minimalna długość oparcia samej blachy powinna wynosić co najmniej 50 mm. W przypadku płyt zespolonych opartych na elementach wykonanych z innych materiałów, wartości minimalnych długości oparcia płyty i samej blachy są odpowiednio równe 100 mm i 70 mm.

W przęśle płyty stropowej blacha profilowana pełni funkcję zbrojenia przenoszącego naprężenia rozciągające. Dodatkowe zbrojenie w przęśle stropu może stanowić stalowa siatka przeciwdziałająca skurczowi betonu i ewentualne zbrojenie projektowane ze względów przeciwpożarowych, zwiększające stopień odporności ogniowej (REI) stropów zespolonych powyżej standardowo przyjętej wartości 30 minut. W przekrojach podporowych płyt ciągłych wymagane jest zbrojenie przeciwdziałające zarysowaniu betonu. Podłużne i poprzeczne zbrojenie płyty powinno być umieszczane w obrębie grubości betonu równej d_c. Zbrojenie w obydwu kierunkach powinno być nie mniejsze niż 80 mm^2/m. W normie [3] podano minimalny stopień zbrojenia płyty odniesiony do grubości betonu powyżej żeber jako 0,2% w przypadku płyty niepodpartej montażowo i nie mniej niż 0,4% tego przekroju, przy zastosowaniu podpór montażowych. Zbrojenie to powinno sięgać na odległość równą ¼ rozpiętości belki po każdej stronie podpory wewnętrznej lub ½ długości wspornika. Maksymalny rozstaw prętów zbrojenia w płytach zespolonych nie powinien przekraczać mniejszej z dwóch wartości: dwukrotnej grubości płyty i 350 mm.

Przy projektowaniu stropów zespolonych należy również uwzględnić wymagania konstrukcyjne stawiane belkom zespolonym (belkom stropowym, podciągom, ryglom). W tym przypadku w normie [3] podano wyrażenie na minimalną powierzchnię zbrojenia rozciąganego, umieszczonego w szerokości efektywnej, określone następującym wzorem:

$$\rho_{\min} = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \tag{1}$$

gdzie: f_y – nominalna granica plastyczności stali konstrukcyjnej w N/mm^2,

f_{sk} – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia,

f_{ctm} – średnia wartość wytrzymałości na rozciąganie betonu (wg PN-EN 1992-1-1),

k_c – współczynnik zależny od rozkładu naprężeń w przekroju bezpośrednio przed zarysowaniem, $k_c = \dfrac{1}{1+\dfrac{d_c}{2z_0}} + 0{,}3 \le 1{,}0$,

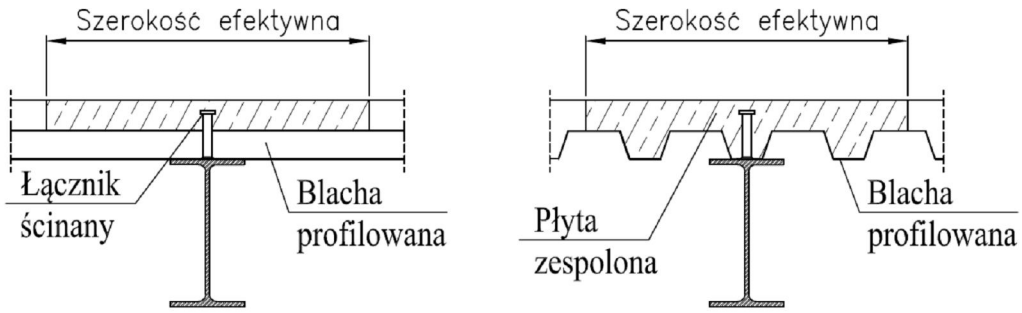
d_c – grubość półki betonowej, z wyłączeniem pogrubień i żeber,

z_0 – pionowa odległość między środkami ciężkości niezarysowanej półki betonowej i niezarysowanego przekroju zespolonego, obliczana przy przyjęciu stosunku modułów sprężystości stali i betonu E_s/E_{cm}, jak dla obciążenia krótkotrwałego,

δ – wynosi 1,0 dla klasy 2 przekroju poprzecznego i 1,1 dla klasy 1 przekroju poprzecznego, w którym założono przegub plastyczny z możliwością obrotu.

W przypadku wykonania belek zespolonych z wykorzystaniem blach profilowanych duże znaczenie ma kierunek usytuowania żeber w stosunku do osi stalowych belek podpierających. Gdy żebra blachy profilowanej usytuowane są prostopadle do osi belki (rys. 2a), do obliczeń przekroju zespolonego należy przyjmować wyłącznie grubość płyty bez

żeber. Gdy żebra płyty usytuowane są równoległe do osi belki (rys.2b), można postępować jak w przypadku płyty pogrubionej na podporze. Oznacza to, że przekrój rzeczywisty pogrubiony nad belką można zastąpić równoważnym przekrojem prostokątnym o tym samym położeniu środka ciężkości. Szerokość efektywną należy wyznaczyć zgodnie z zaleceniami podanymi w normie [3], w zależności od schematu statycznego belki, położenia przekroju oraz rodzaju i rozkładu obciążenia.



a) Żebra blachy profilowanej usytuowane prostopadle do osi belki

b) Żebra blachy profilowanej usytuowane równolegle do osi belki

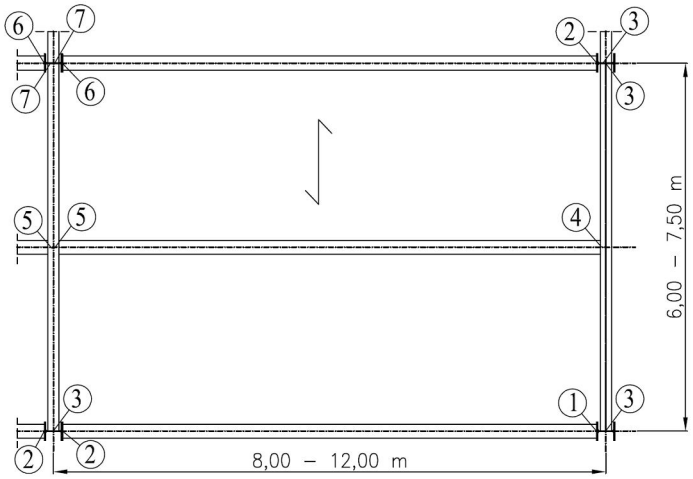
Rys. 2. Przykłady usytuowania blach profilowanych w stropach zespolonych

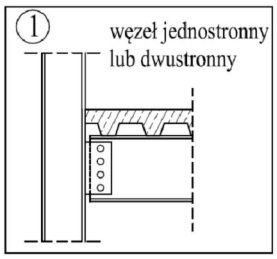
3. RODZAJE WĘZŁÓW KONSTRUKCJI STALOWYCH ZE STROPAMI ZESPOLONYMI

W projektowaniu stalowo - betonowych konstrukcji zespolonych można wykorzystać nie tylko efekt zespolenia pomiędzy płytą a belkami i ryglem stalowej konstrukcji podpierającej, ale również korzystny efekt kształtowania węzłów jako zespolonych. Węzłami zespolonymi są styki elementów zespolonych z jakimkolwiek innym elementem zespolonym, stalowym lub żelbetowym, gdzie zbrojenie ma za zadanie współdziałać w zapewnieniu nośności i sztywności złącza. Dzięki uciągleniu konstrukcji w węzłach można zmniejszyć ugięcia oraz efektywnie wykorzystać nośność przekrojów w przęśle i na podporach. Według zaleceń normy PN-EN 1994-1-1 [3], rozciągane pręty zbrojeniowe mogą być traktowane jak szereg śrub rozciąganych w części stalowej węzła z blachą czołową, ale przy uwzględnieniu cech geometryczno - materiałowych prętów zbrojenia.

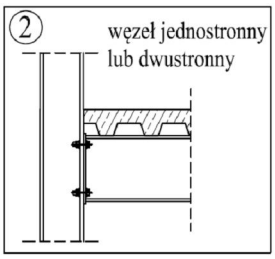
W konstrukcjach szkieletów stalowych ze stropami zespolonymi należy wziąć pod uwagę zasady racjonalnego kształtowania i rozmieszczenia węzłów zespolonych w konstrukcji. W sytuacji, w której dąży się do uzyskania podobnych wysokości przekrojów elementów konstrukcyjnych stropu oraz zapewnienia warunków łatwego montażu, nie wszystkie węzły należy projektować jako zespolone. Na rys. 3 przedstawiono przykładowy układ konstrukcji szkieletowej, w którym zastosowano różne rodzaje węzłów, zespolone lub stalowe, przegubowe lub podatne.

Wszystkie wewnętrzne elementy belkowe można zaprojektować jako zespolone, poza znacznie mniej obciążonymi węzłami belek zewnętrznych 1-2 i 1-3, w których zespolenie nie jest konieczne. Połączenia ze słupami obwodowymi zaleca się projektować jako stalowe, a więc bez zespolenia, ze względu na trudności wykonawcze i względy architektoniczne. W przypadku przyjęcia rozwiązania tych węzłów jako zespolonych, płyta stropowa musi wystawać poza obrys słupów, w celu prawidłowego zakotwienia prętów zbrojenia rozciąganego.

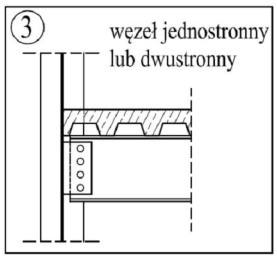




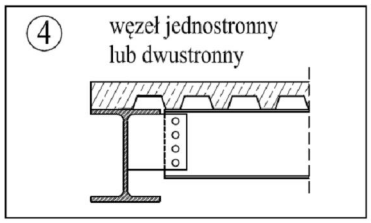
Połączenie zakładkowe; stalowy węzeł przegubowy



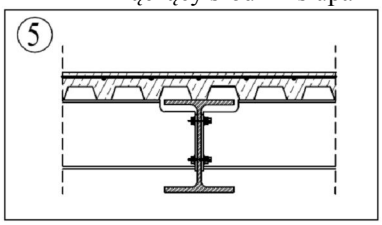
Połączenie doczołowe; stalowy węzeł podatny



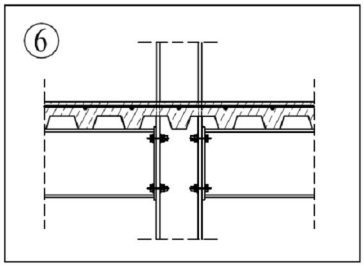
Połączenie zakładkowe lub inne; stalowy węzeł przegubowy, łączący środnik słupa z belką



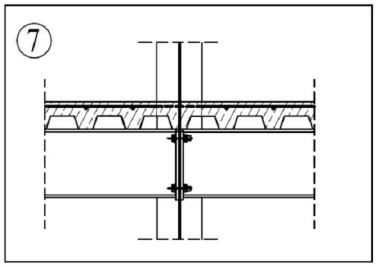
Połączenie zakładkowe lub inne; stalowy węzeł przegubowy, łączący belkę stropową z podciągiem



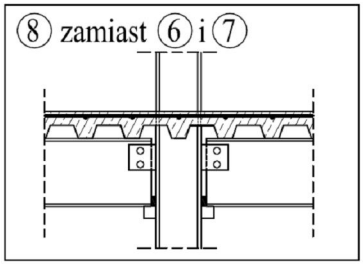
Połączenie doczołowe; zespolony węzeł podatny, łączący belki stropowe z podciągiem



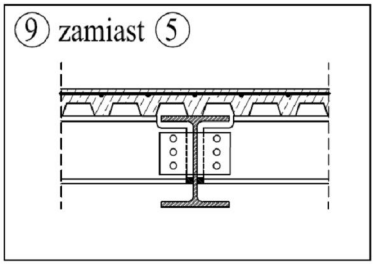
Połączenie doczołowe; zespolony węzeł podatny, łączący belki (rygle) ze słupem



Połączenie doczołowe; zespolony węzeł podatny, łączący belki (podciągi) ze słupem



Połączenie zakładkowe i z blachą dociskową; zespolony węzeł podatny



Połączenie zakładkowe i z blachą dociskową; zespolony węzeł podatny

Rys. 3. Rodzaje węzłów w konstrukcji szkieletu stalowego ze stropem zespolonym

Węzły typu 1 i 2 mogą być zarówno przegubowe jak i podatne, przy założeniu osiągnięcia podobnych przekrojów belek. W celu łatwego wykonania i montażu, węzeł 3 powinien być przegubowy, gdyż środnik słupa ma ograniczoną nośność pod działaniem niezrównoważonego momentu zginającego. Jednostronny węzeł 4 również zaleca się zaprojektować jako przegubowy. Pozostałe węzły 5 – 7 można kształtować jako węzły zespolone. Dobierając odpowiednią ilość zbrojenia, należy uwzględnić jego wpływ na właściwości strukturalne węzłów w fazie eksploatacyjnej. Nośność i sztywność węzłów zespolonych mogą być różnicowane również przez zmianę szczegółów konstrukcji ich części stalowych. Na rys. 3 przedstawiono, oprócz węzłów z połączeniami zakładkowymi i doczołowymi, rozwiązania węzłów zespolonych z blachą dociskową (węzły 8 i 9).

Należy zauważyć, że węzły zespolone mogą być stosowane w obu kierunkach osi bezwładności przekroju słupa. Przy niedużej grubości płyty stropowej ponad żebrami blachy profilowanej, usytuowanie dwóch warstw prętów zbrojenia może być utrudnione. Zaleca się wówczas zastosowanie węzła zespolonego w jednym kierunku, natomiast w drugim stalowego, bez uwzględniania zespolenia z płytą stropową [4].

Zachowanie się podatnych węzłów zespolonych z wykorzystaniem stropów betonowanych na blachach profilowanych było przedmiotem nielicznych prac badawczych, realizowanych w kilku ośrodkach naukowych na świecie. Celem badań i analiz teoretycznych było ustalenie charakterystyki M-ϕ węzłów oraz parametrów tej charakterystyki: sztywności początkowej, nośności węzła oraz jego zdolności do obrotu. Charakterystyki węzłów, określone doświadczalnie, analitycznie lub numerycznie, porównywano ze sobą, poddając ocenie wpływ zróżnicowania elementów składowych węzła na przebieg uzyskanych krzywych M-ϕ. Na odkształcalność węzła zespolonego ma wpływ nie tylko rozwiązanie konstrukcyjne jego części stalowej i żelbetowej, ale również takie czynniki jak przyczepność betonu oraz poślizg na styku pomiędzy płytą stropową a belką stalową, spowodowany odkształceniem łączników ścinanych.

4. WPŁYW SPOSOBU ZESPOLENIA BELEK I RYGLI Z PŁYTĄ STROPOWĄ NA CHARAKTERYSTYKĘ M-ϕ WĘZŁA

Najbardziej popularnym sposobem zespolenia konstrukcji belek i rygli z płytą stropową jest zespolenie mechaniczne realizowane za pomocą sworzni główkowych, przypawanych półautomatycznie do górnego pasa belki. W stropach z płytami betonowanymi na blachach profilowanych spotykane są różne możliwości przypawania łączników ścinanych. Gdy arkusze blachy profilowanej są rozsunięte na belce (żebra blachy muszą być zamknięte lub zabezpieczone przed wypływaniem mieszanki betonowej) lub w blachach wykonane są otwory na łączniki (wymagana duża dokładność rozmieszczenia otworów w blachach), przypawanie łączników odbywa się w wytwórni. Łączniki ścinane można też przypawać przez blachę bezpośrednio na budowie.

Łączniki powinny przenosić podłużną siłę rozwarstwiającą działającą w stanie granicznym nośności między płytą betonową a elementem stalowym oraz zabezpieczać płytę przed odrywaniem od belki. Przy pełnym zespoleniu liczba łączników powinna być co najmniej równa ilorazowi obliczeniowej siły rozwarstwiającej i obliczeniowej nośności łącznika. W płytach zespolonych betonowanych na blachach fałdowych nośność łączników zależy od kierunku usytuowania żeber blachy względem osi belki stalowej. Gdy żebra są równoległe do osi belki, sytuacja jest analogiczna jak w przypadku płyty pełnej pogrubionej nad podporą. W przypadku żeber usytuowanych prostopadle do osi belki, połączenie ścinane jest bardziej podatne na odkształcenia i jego nośność może być mniejsza [5]. Według zaleceń normy PN-EN 1994-1-1 [3], nośność obliczeniową łączników P_{Rd}, zastosowanych w płytach betonowanych na blachach profilowanych, przyjmuje się jako równą ich nośności w płycie

pełnej, pomnożonej przez współczynnik zmniejszający, zależny od kierunku i wymiarów żeber blachy oraz wysokości łącznika:

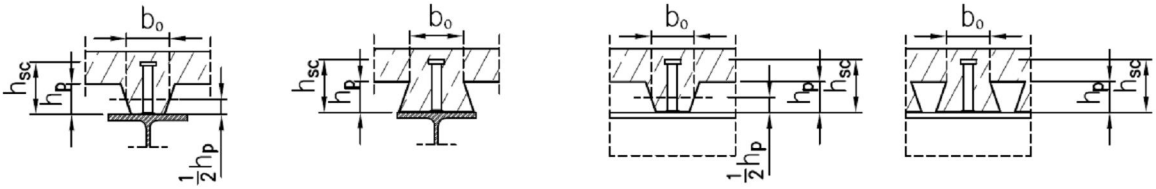
- jeżeli żebra blachy są równoległe do belki podpierającej (rys. 4a), to współczynnik zmniejszający k_ℓ oblicza się ze wzoru:

$$k_\ell = 0{,}6\frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \le 1{,}0 \tag{2}$$

- jeżeli żebra blachy są prostopadłe do belki podpierającej (rys. 4b), to współczynnik zmniejszający k_t oblicza się ze wzoru:

$$k_t = \frac{0{,}7}{\sqrt{n_r}}\frac{b_0}{h_p}\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \le k_{t,\max} \tag{3}$$

gdzie: b_0 – szerokość żebra,
h_p – wysokość żebra ≤ 85 mm,
h_{sc} – średnia wysokość sworznia, obliczeniowo nie większa niż h_p + 75 mm,
n_r – liczba łączników w jednym żebrze na skrzyżowaniu z belką (≤ 2 szt)
$k_{t,max}$ – górna wartość współczynnika k_t, podana w [3], uwzględniająca wpływ grubości blachy profilowanej oraz ilości łączników sworzniowych i sposobu ich przypawania (przez blachę lub przez otwory w blasze).



a) Żebra blachy profilowanej usytuowane równolegle do osi belki

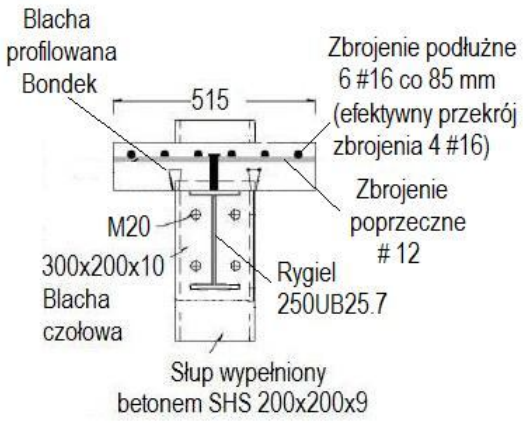
b) Żebra blachy profilowanej usytuowane prostopadle do osi belki

Rys. 4. Geometria blachy profilowanej i sworzni do obliczania współczynników k_ℓ i k_t

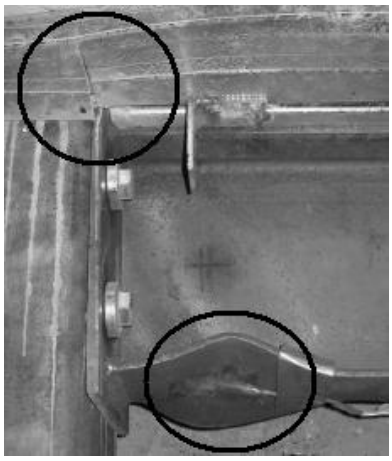
Przy wykorzystaniu przekrojów poprzecznych klasy 1 i 2, można stosować w belkach częściowe zespolenie, w którym uwzględnia się zdolność łączników do odkształcenia. Miarą częściowego zespolenia jest stopień zespolenia η, wyrażający się stosunkiem rzeczywiście przyjętej liczby łączników n na określonej długości belki do liczby łączników n_f potrzebnej do uzyskania pełnego zespolenia, obliczonej zgodnie z normą PN-EN 1994-1-1 [3].

Stopień zespolenia, jak już wcześniej wspomniano, jest istotnym parametrem wpływającym na właściwości węzłów zespolonych. Zagadnienie to analizowano w pracy [6]. Badano węzły dwuteowych belek stalowych zespolonych z płytą stropową betonowaną na blachach profilowanych o przekroju zamkniętym, z żebrami usytuowanymi równolegle do osi belki, w połączeniu z wypełnionym betonem słupem o przekroju rury kwadratowej. Przy stałym stopniu zbrojenia podłużnego 1,29% (4 pręty #16), zróżnicowano ilość i rozstaw łączników ścinanych. W elemencie CJ1 zastosowano 5 sworzni po każdej stronie słupa, w odległości co 265 mm, w elemencie CJ2 – 3 sworznie co 480 mm, a w elemencie CJ3 – 2 sworznie co 800 mm. Układ ten zapewniał zróżnicowany stopień zespolenia każdego z elementów próbnych: CJ1 – 110%, CJ2 – 66%, CJ3 – 44%. Na rys. 5a przedstawiono

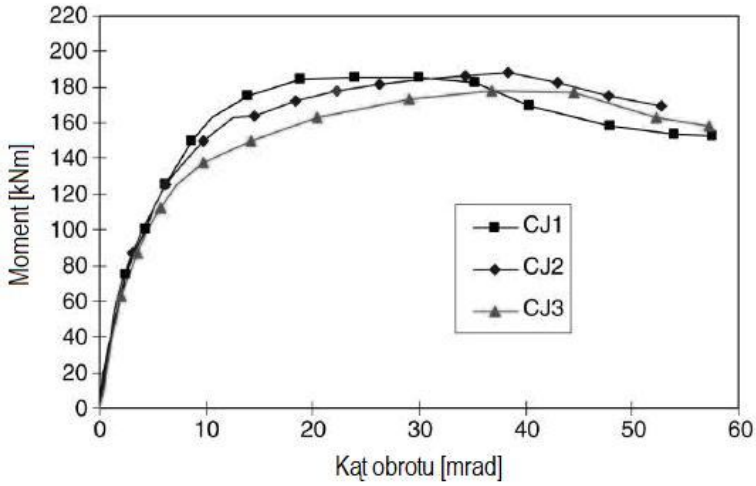
szczegóły konstrukcyjne badanych elementów na przykładzie elementu CJ1. Otrzymane z badań charakterystyki węzłów M-ϕ przedstawiono na rys. 5c.



a) Szczegóły konstrukcyjne węzła CJ1



b) Forma zniszczenia węzła CJ1



c) Porównanie krzywych M-ϕ węzłów ze względu na zróżnicowany stopień zespolenia

Rys. 5. Badanie wpływu zespolenia na zachowanie się węzła zespolonego [6]

Z powyższego porównania można wywnioskować, że przy zmniejszonym stopniu zespolenia, maksymalny moment zginający jest osiągany przy większej wartości kąta obrotu niż w przypadku węzłów o większym stopniu zespolenia. Przyjmując, że obrót odpowiadający maksymalnej wartości momentu można utożsamiać ze zdolnością węzła do obrotu, można stwierdzić, że w przypadku zastosowania częściowego zespolenia występują korzyści związane z jego większą ciągliwością w porównaniu z węzłem o pełnym zespoleniu, bez zauważalnego zmniejszenia sztywności i nośności.

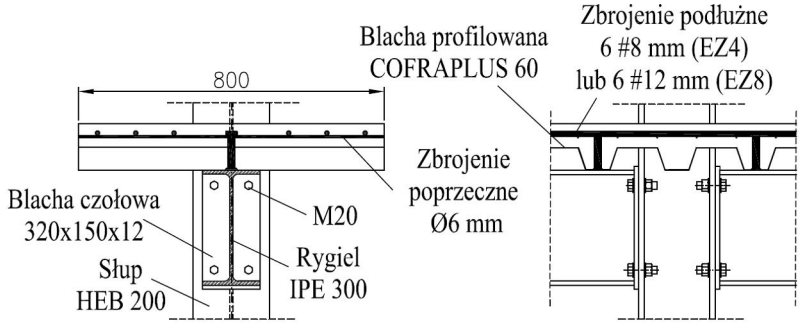
Z obserwacji z badań przedstawionych w pracy [6] wynika, że przy jednakowym stopniu zbrojenia równym 1,29%, zniszczenie wszystkich badanych elementów próbnych nastąpiło na skutek uplastycznienia się ściskanego pasa rygla. Dodatkowym skutkiem pełnego zespolenia w elemencie CJ1 było też rozerwanie blachy profilowanej w strefie węzła, na styku rygiel - słup (rys. 5b).

Istotny wpływ na odkształcalność węzłów ma również odległość pierwszego łącznika ścinanego od lica słupa. Większa odległość pierwszego sworznia spowoduje zwiększenie zdolności do obrotu przy nieco zmniejszonej nośności węzła. Czynnikiem wywierającym

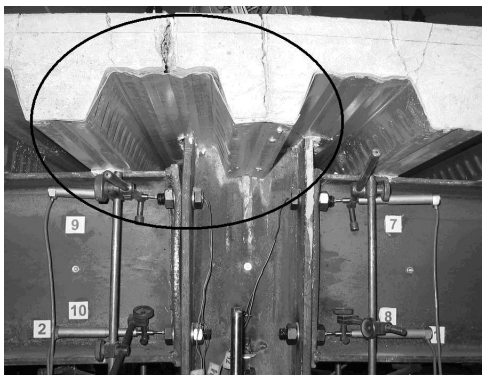
jednak największy wpływ na zachowanie się węzłów zespolonych jest stopień zbrojenia płyty stropowej [7].

5. WPŁYW STOPNIA ZBROJENIA ZESPOLONEJ PŁYTY STROPOWEJ NA CHARAKTERYSTYKĘ M-ϕ WĘZŁA

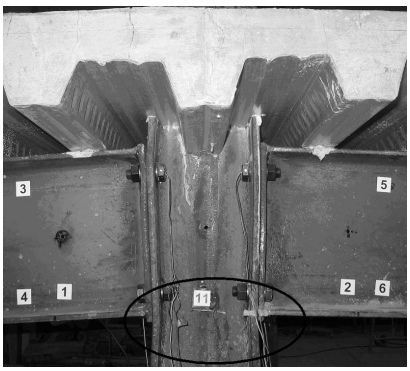
Badania wpływu wielkości zbrojenia na zachowanie się węzłów zespolonych z blachami czołowymi przeprowadzono w Politechnice Warszawskiej [8]. Na rys. 6a przedstawiono szczegóły konstrukcyjne elementów próbnych z płytą zbrojoną o tej samej liczbie prętów zbrojeniowych, ale różniących się średnicą.



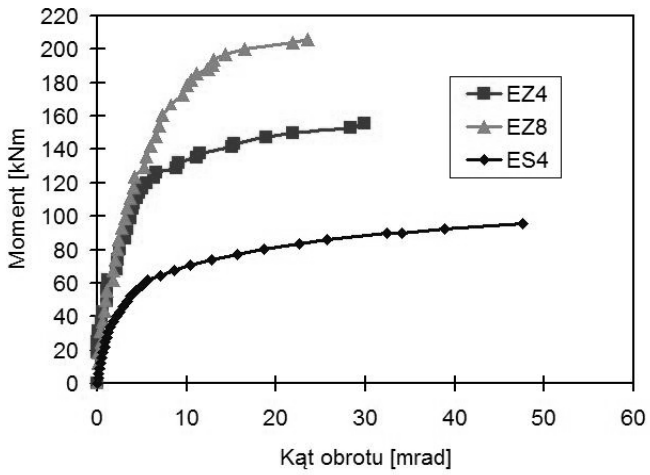
a) Szczegóły konstrukcyjne węzłów



b) Forma zniszczenia węzła EZ4



c) Forma zniszczenia węzła EZ8



d) Porównanie krzywych M-ϕ węzłów ze względu na zróżnicowany stopień zbrojenia

Rys. 6. Badanie wpływu stopnia zbrojenia na zachowanie się węzła zespolonego [8]

W skład badanych węzłów wchodził strop zespolony betonowany na blachach profilowanych Cofraplus 60 (patrz rys. 1a), których żebra usytuowano prostopadle do osi rygli. Zmiana stopnia zbrojenia w płycie stropowej (0,6% w węźle EZ4 i 1,35% w węźle EZ8) spowodowała zróżnicowane formy zniszczenia węzłów. Na rys. 6b przedstawiono kruche zniszczenie w strefie rozciąganej na skutek zerwania prętów zbrojenia. W sąsiedztwie zerwanego pręta, można było zaobserwować miejscową utratę przyczepności blachy profilowanej do betonu. Poza tym nie zaobserwowano innych kruchych oznak zniszczenia związanego z blachą. Zniszczenie węzła EZ8, z większym stopniem zbrojenia, miało formę ciągliwą i było spowodowane uplastycznieniem środnika słupa w strefie ściskanej (rys. 6c).

Uzyskane z badań charakterystyki M-ϕ węzłów przedstawiono na rys. 6d (dodatkowo, do celów porównawczych, zamieszczono krzywą M-ϕ węzła stalowego ES4 - bez płyty stropowej). Z porównania wynika, że przebieg charakterystyki węzła zależy wyraźnie od stopnia zbrojenia płyty. Świadczy o tym również fakt uzyskania odmiennych form zniszczenia węzła. Ponieważ objawy zniszczenia występują w skrajnie różnych strefach węzła, w zależności od procentu zbrojenia 0,6% i 1,35%, można przyjąć, że istnieje pośrednia wartość stopnia zbrojenia, która gwarantuje wyrównany stopień wytężenia stref węzła rozciąganej i ściskanej. Nie mając szczegółowych badań węzłów o pośrednim procencie zbrojenia płyty, wartość stopnia zbrojenia odpowiadającą wyrównanemu poziomowi wytężenia stref ściskanej i rozciąganej można oszacować na poziomie 1,0%.

6. SPOSÓB WYZNACZANIA CHARAKTERYSTYKI M-ϕ WĘZŁÓW Z BLACHAMI PROFILOWANYMI

Spostrzeżenia z badań doświadczalnych przeprowadzonych w Politechnice Warszawskiej umożliwiły stworzenie modelu opisującego zunifikowaną charakterystykę M-ϕ węzłów stalowych (gdy $\rho = 0$) i zespolonych z płytą stropową betonowaną na blachach profilowanych (gdy $\rho > 0$), uwzględniającego wpływ stopnia zbrojenia płyty. Proces tworzenia oraz weryfikację modelu opisano w [9]. Model ten powstał w oparciu o matematyczny zapis ujęty w normach [3] i [10]:

$$M_{j,E} = S_j \phi \tag{4}$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \tag{5}$$

gdzie: $S_{j,ini}$ – sztywność początkowa węzła, wyznaczona doświadczalnie lub analitycznie metodą składnikową zgodnie z zasadami ujętymi w normach [3] i [10].

Zmiana w stosunku do modelu normowego polegała na modyfikacji sposobu wyznaczania parametrów służących do opisu charakterystyki M-ϕ węzła, a więc parametru ψ opisującego przebieg krzywoliniowego odcinka normowej charakterystyki M-ϕ oraz parametru α wyznaczającego kres górny zakresu sprężystego tej charakterystyki.
Przyjmując formuły interpolacyjne liniowe i wartość progową ρ_0 stopnia zbrojenia ρ rozgraniczającego kruchą i ciągliwą formę zniszczenia jako $\rho_0 = 1{,}0\%$, współczynnik μ wyznacza się ze wzorów:

- w stanie sprężystym, jeżeli: $M_{j,E} \le \alpha M_{j,R} \Rightarrow \mu = 1$ (6)

gdzie: α – parametr wyznaczany z liniowej formuły interpolacyjnej zależnej od ρ:

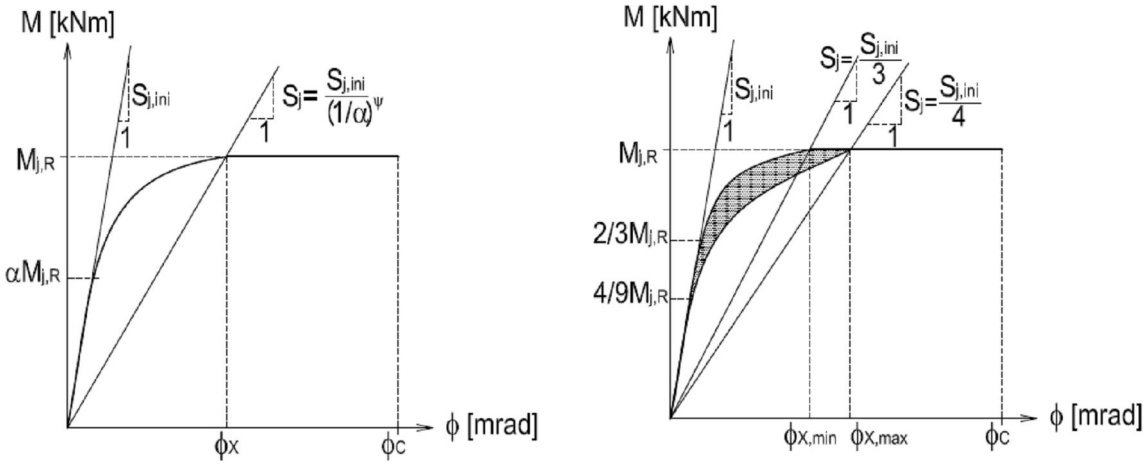
$$\alpha = \frac{2}{3}\left(1 - \frac{\rho}{3\rho_0}\right) \geq \frac{4}{9} \tag{7}$$

- w stanie niesprężystym, jeżeli: $\alpha M_{j,R} < M_{j,E} \leq M_{j,R}$ => $\mu = \left(\frac{M_{j,E}}{\alpha M_{j,R}}\right)^{\psi}$ (8)

gdzie: $M_{j,R}$ – nośność węzła, wyznaczona doświadczalnie lub analitycznie metodą składnikową zgodnie z zasadami ujętymi w normach [3] i [10];
ψ – parametr wyznaczany z liniowej formuły interpolacyjnej zależnej od ρ:

$$\psi = 2{,}7 - \frac{\rho}{\rho_0} \geq 1{,}7 \tag{9}$$

Ilustrację graficzną zunifikowanej charakterystyki węzłów przedstawiono na rys. 7.



a) Charakterystyka zunifikowana

b) Granice przebiegu charakterystyki zunifikowanej

Rys. 4. Ilustracja graficzna zunifikowanej charakterystyki M-ϕ węzłów

Powyższy model analityczny został stworzony dla węzłów śrubowych z blachami czołowymi, w których zastosowano płytę stropową betonowaną na blachach profilowanych Cofraplus 60, o żebrach usytuowanych prostopadle do osi rygla (rys. 6). Zastosowanie przedstawionego modelu do opisu zachowania się węzłów zespolonych z blachami o innym profilu lub usytuowaniu żeber wymaga sprawdzenia doświadczalnego.

7. WNIOSKI

W niniejszej pracy przedstawiono zalecenia konstrukcyjne dotyczące kształtowania stropów zespolonych betonowanych na blachach profilowanych i wykorzystania zasad kształtowania tych stropów do budowy węzłów zespolonych stalowo – betonowych. Przedstawiono możliwości kształtowania węzłów, łączących różne elementy konstrukcji szkieletów stalowych z płytami stropowymi betonowanymi na blachach profilowanych. Opisano wpływ czynników związanych z częścią żelbetową węzłów zespolonych (płytą stropową), takich jak stopień zespolenia oraz stopień zbrojenia płyty, na zachowanie się węzłów zespolonych.

Przedstawiono model analityczny do opisu zachowania się węzłów stalowych i zespolonych stalowo – betonowych o stropach betonowanych na blachach profilowanych, uzależniając parametry zunifikowanej charakterystyki węzła od stopnia zbrojenia. Z badań wynika, że czynnik ten ma największy wpływ na zachowanie się węzłów zespolonych. Należy dodać, że częściowe zespolenie płyty stropowej z belką nie wpływa istotnie na nośność i sztywność początkową, ale wpływa na dystrybucję sił w węźle, na jego formę zniszczenia i w konsekwencji na uzyskiwaną zdolność węzła do obrotu.

Literatura

[1] Bródka J., Kozłowski A.: Stalowe budynki szkieletowe. Rzeszów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2003.
[2] Kucharczuk W., Labocha S.: Konstrukcje zespolone stalowo - betonowe budynków. Warszawa, Arkady, 2007.
[3] PN-EN 1994-1-1: 2005. Eurokod 4. Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Warszawa, PKN, 2005.
[4] Structural Steelwork Eurocodes – Development of a Trans-National Approach. Course: Eurocode 4. SSEDTA, 2001.
[5] Johnson R. P.: Composite Structures of Steel and Concrete. Blackwell Publishing, 2004.
[6] Loh H.Y., Uy B., Bradford M.A.: The effects of partial shear connection in composite flush end plate joints. Part I — experimental study. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, 2006, 378–390.
[7] Nethercot D. A.: Composite Construction. London, Spon Press, 2003.
[8] Barcewicz W.: Sztywność, nośność i zdolność do obrotu pewnej klasy węzłów w konstrukcjach stalowych ze stropami zespolonymi. Rozprawa doktorska, Warszawa, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, 2010.
[9] Barcewicz W., Giżejowski M.: Ocena charakterystyki moment – obrót pewnej klasy węzłów zespolonych stalowo – betonowych. Konferencja naukowa „Problemy naukowo – badawcze budownictwa", Krynica 2010 (w druku).
[10] PN-EN 1993-1-8: 2005. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów. Warszawa, PKN, 2005.

COMPOSITE STEEL-CONCRETE JOINTS WITH AN APPLICATION OF PROFILED SHEETING

Summary

In this paper selected guidelines on good practice in design and detailing of composite steel-concrete joints with a usage of profiled sheeting, treated not only as a formwork but also acted in composite manner with reinforced concrete slab, are described. Some aspects dealing with the effect of profiled sheeting type (trapezoidal or dovetail) as well as the direction of its ribs (parallel or perpendicular) to the beam axis on certain parameters influencing on the joint behaviour are presented. One of them is partial or full composite action which influences mostly the joint ductility, but the most important one is the reinforcement ratio which can significantly change the level of the moment capacity of the composite joint. The generalized analytical model of the M-ϕ curve description dependent on the reinforcement ratio of the slab cast on a steel profiled sheeting is presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Zbigniew BIENIEK
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Politechnika Rzeszowska

PODSTAWY MECHANIKI SYSTEMÓW TENSEGRITY

1. KSZTAŁT A RÓWNOWAGA WŁASNA STRUKTURY TENSEGRITY

Samodzielnie sztywne struktury cięgnowo-prętowe znane są od ponad pięćdziesięciu lat, jednak dopiero współcześnie poddawane są gruntownym analizom z inżynierskiego punktu widzenia. Dotychczas obowiązująca koncepcja i technika wykonania konstrukcji budowlanej była bardzo prosta. Wszystko odbywało się w jednym miejscu ze względu na ciężar, dlatego ściskanie stanowiło główny rodzaj naprężenia. Dla przykładu, każdy składnik kamiennej kopuły podlega obciążeniu działającemu ku dołowi, a za utrzymanie stabilności całej konstrukcji odpowiedzialny jest rzeczywisty kształt kopuły. Kopuła betonowa, stalowa czy drewniana o podobnych rozmiarach ma ciężar dużo niższy, ale w każdej z nich ściskanie jest równie dominującym rodzajem naprężenia.

Struktura tensegrity bazuje na zupełnie innym podejściu do problemu. Wywołanie w konstrukcji naprężeń wstępnych oraz ich wyrównoważenie powoduje, że nie musi ona być podparta. Tak więc współczynnik grawitacji nie wpływa na równowagę struktury tensegrity, a rolę przyciągania ziemskiego przejmują wielokierunkowe naprężenia w jej elementach.

Ogólnie biorąc, głównymi czynnikami decydującymi o sztywności dowolnej struktury są:

- własności fizyczne materiałów konstrukcyjnych,
- charakter obciążeń zewnętrznych,
- kombinatoryka/topologia połączeń elementów składowych,

a przede wszystkim,

- geometria struktury.

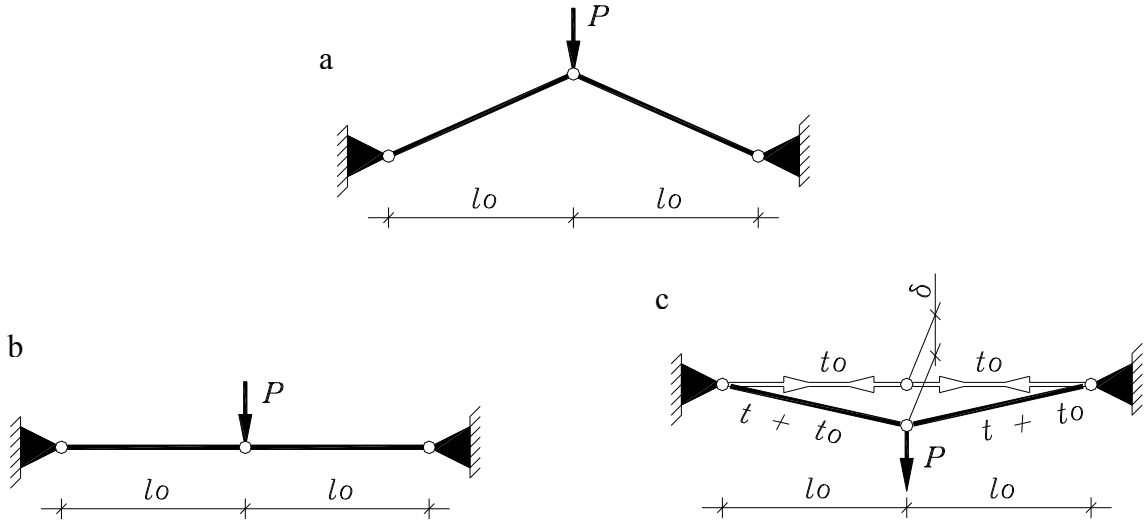
Jednym z podstawowych problemów w projektowaniu każdej ze struktur statycznie niewyznaczalnych, a struktury tensegrity nie stanowią wyjątku, jest określenie ich konfiguracji równowagi. Ten etap procesu projektowania nazywa się *poszukiwaniem kształtu*, ang. *form-finding*. Dla innych struktur rozciąganych, np. membran i sieci cięgnowych, metody poszukiwania kształtu znane są od dłuższego czasu [1-3]. Jednak struktury tensegrity to układy niewyznaczalne statycznie, ale też często kinematycznie, wymagające *procedury poszukiwania kształtu początkowego*, ang. *initial form-finding procedure*. Przyjąwszy warunek, że w strukturze rozpatrywane jest tylko *sprężenie wstępne*, ang. *pre-stress*, wykreowanie *stanu równowagi własnej sprężenia wewnętrznego*, ang. *state of self-stressed self-equilibrium*, wymaga pełnej informacji o geometrycznej konfiguracji wszystkich cięgien i prętów układu tensegrity. Struktury tensegrity istnieją wyłącznie w stanie *równowagi własnej*,

ang. *self-equilibrium*, co wymaga obliczenia sił w elementach szczególnie ułożonych w przestrzeni. Aby to osiągnąć, modele matematyczne oraz towarzyszące im algorytmy numeryczne muszą przedstawiać takie nietrywialne, tzn. niezerowe, rozwiązania na siły w elementach, że struktura jest stabilna. Wyznaczanie stanu równowagi własnej sprężenia wewnętrznego odbywa się poprzez odwzorowania afiniczne i rzutowe. Początkowa geometria struktury jest wynikiem dystrybucji naprężeń w układzie sprężonym wewnętrznie, i w przypadku struktur tensegrity, nie podlegającym działaniu sił zewnętrznych lub punktowym kotwieniom.

Metodami pozwalającymi znajdować kształt struktury tensegrity zwykle liczy się jeden krytyczny parametr, który wywołuje w niej stan równowagi własnej sprężenia wewnętrznego. To oznacza, że obliczany układ przestrzenny opisuje zazwyczaj jedna niewiadoma, która, o ile jest poprawnie oszacowana, powoduje zaistnienie równowagi wewnątrz sprężonej struktury tensegrity. W tym celu, na matematyczne i mechaniczne modele strukturalne nakłada się kilka założeń, na przykład: kąt skręcenia, stosunek długości prętów i cięgien, albo stosunek siły osiowej w elemencie do jego długości. Proponowane metody zostały sklasyfikowane w dwóch grupach, metod kinematycznych i statycznych.

2. STRUKTURA STATYCZNIE NIEWYZNACZALNA

Jednym z obszarów mechaniki, w których ważną rolę odgrywają metody komputerowe, jest analiza złożonych problemów sprężystości towarzyszących kształtowaniu strukturalnemu obiektów o takich postaciach jak np. powłokowe paraboloidy hiperboliczne, siatki cięgnowe, sklepienia, membrany, kopuły, wieże, struktury tensegrity, zespoły sprężone wewnętrznie, struktury rozkładalne, i wiele innych układów cięgnowych. W tym celu łączy się mechanikę teoretyczną, np. teorię sprężystości i wytrzymałość materiałów, z nowoczesnymi algorytmami modelowanych komputerowo struktur posiadających często kilka stopni swobody, złożonych konstrukcyjnie i wielkich gabarytowo.



Rys. 1. Deformacja dwuprętowej struktury płaskiej: a – równowagę węzła środkowego zapewnia, do chwili wystąpienia zjawiska przeskoku, większa niż l_o długość obydwu prętów b – przy długości obydwu prętów równej l_o struktura jest skończonym mechanizmem, bo środkowy węzeł nie może przeciwstawić się pionowemu obciążeniu zewnętrznemu ***P***
c – sprężenie wstępne $t_o > 0$ pojawia się gdy długość początkowa prętów jest mniejsza niż l_o, dlatego odchylenie δ środkowego węzła pozwala zrównoważyć obciążenie ***P***.

Wiele z wymienionych struktur posiada tę wspólną cechę, że ich równania równowagi statycznej nie wystarczają do jednoznacznego ustalenia sił w elementach konstrukcyjnych oraz sił reakcji. Dlatego nazywa się je strukturami statycznie niewyznaczalnymi, a skomplikowane procesy ich modelowania, kształtowania, analizy przemieszczeń itp. wspomaga się m.in. metodami komputerowymi.

Tensegrity oznacza więc kategorię struktur niewyznaczalnych statycznie, coraz bardziej zajmujących uwagę współczesnych badaczy. W ich analizie, podobnie jak i pozostałych strukturach statycznie niewyznaczalnych, bardzo ważną rolę odgrywa geometria.

Prostą prezentację takiego problemu statyki, w którym statyczna wyznaczalność, bądź niewyznaczalność, zależy głównie od przyjętej geometrii struktury oraz jej sprężenia, daje (rys. 1). Na przykład, środkowy węzeł z (rys. 1a) może utrzymać i zrównoważyć zewnętrzne obciążenie $\boldsymbol{P}$ dzięki parze prętów ściskanych siłami osiowymi. Struktura jest sztywna do momentu powstania zjawiska przeskoku węzła. Jest to struktura statycznie wyznaczalna. Z drugiej strony, kiedy dwa pozbawione sprężenia wstępnego pręty zostaną ułożone jak pokazano na (rys. 1b), strukturze brakuje początkowej odporności na obciążenie pionowe i jest ona skończonym mechanizmem. Sytuacja ulegnie zmianie po wprowadzeniu sprężenia wstępnego, patrz (rys. 1c). Teraz sprężenie wstępne $t_o \neq 0$, tzn. pręty są rozciągane więc $t_o > 0$, i struktura posiada początkową odporność na obciążenie pionowe siłą $\boldsymbol{P}$. Łatwo przewidzieć, że pręty są zwykle elementami sprężystymi i pojawi się odchylenie δ spowodowane siłą $\boldsymbol{P}$ i zależne od poziomu sprężenia wstępnego t_o. W tym przypadku związek pomiędzy sprężeniem wstępnym t_o, obciążeniem $\boldsymbol{P}$, oraz niewielkim odchyleniem δ wyraża zależność (1) podana w [4, 5]

$$\frac{\mathrm{E}\cdot\mathrm{A}}{lo}\,\delta^3 + 2\cdot t_o\cdot l_o\cdot\delta - \boldsymbol{P}\cdot t_o^{\,2} = 0 \tag{1}$$

w której $\mathrm{E}\cdot\mathrm{A}$ wyraża osiową sztywność prętów na rozciąganie.

Jeśli sprężenie wstępne nie występuje, czyli $t_o = 0$ zgodnie z rysunkiem 1b, to

$$\boldsymbol{P} = 2\cdot\frac{\delta\cdot to}{lo} + \frac{\mathrm{E}\cdot\mathrm{A}\cdot\delta^{\,3}}{lo^3} \tag{2}$$

związek pomiędzy obciążeniem $\boldsymbol{P}$ i odchyleniem δ opisuje funkcja trzeciego rzędu, natomiast odporność na obciążenia jest dla przypadku pokazanego na (rys. 1c), czyli dla $t_o > 0$, proporcjonalna do t_o.

Ogólnie tego rodzaju strukturę określa się jako usztywnioną poprzez sprężenie wstępne i nazywa nieskończenie małym mechanizmem. Mechanizm po deformacji przedstawiono na (rys. 1c) linią grubą. Połączenie nie wymaga żadnych obciążeń zewnętrznych w celu osiągnięcia równowagi, więc może przy $\boldsymbol{P} = 0$ spoczywać będąc jednocześnie w stanie naprężeń własnych. Na (rys. 1c) ten stan zaznaczono linią cienką.

Należy odnotować, że odporność omawianej struktury na obciążenia zewnętrzne siłą $\boldsymbol{P}$ ma podstawowy związek z naprężeniem wstępnym, a nie ze sztywnością osiową $\mathrm{E}\cdot\mathrm{A}$ oddzielnych prętów. Tak więc całkowita sztywność, względnie podatność, struktury nie zależy od sztywności osiowej elementów lecz od geometrii ich połączenia. Opisany rodzaj podlegającej zmianom nośności został nazwany *sztywnością geometryczną*, ang. *geometric stiffness*.

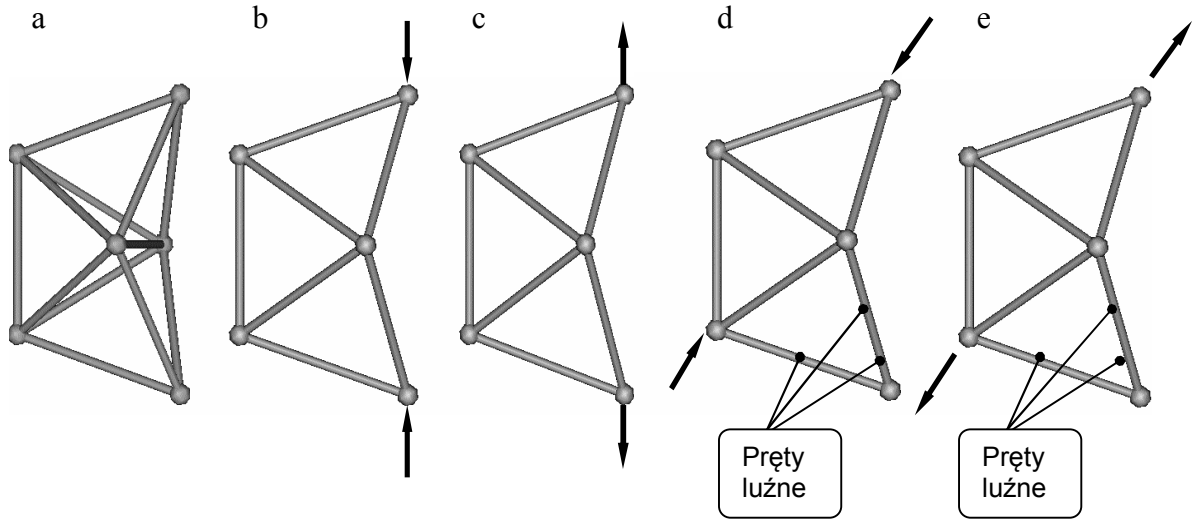
Właśnie naprężenie wstępne jest jedną z podstawowych własności charakteryzujących rozważane tutaj struktury.

3. SYNERGIA W STRUKTURZE TENSEGRITY

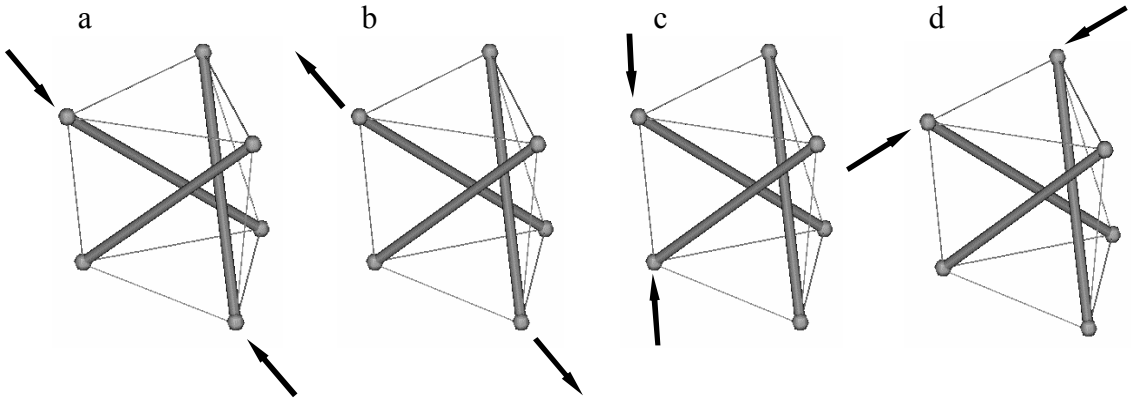
Innym, szczególnie charakterystycznym przymiotem struktur tensegrity jest *synergia*, ang. *synergy*. Według ogólnej definicji [6] synergia – to współdziałanie różnych czynników, którego efekt jest większy niż suma poszczególnych oddzielnych działań. Termin ten ma zastosowanie w wielu różnych dziedzinach.

Wstępem do zilustrowania zjawiska synergii w strukturach tensegrity dla przykładu może być samodzielnie sztywna kratownica przestrzenna, której model graficzny przedstawia (rys. 2a), zbudowana z dwunastu prętów połączonych w całość sześcioma węzłami. Każdy z następnych (rys. 2b-e) pokazuje szczególne przypadki jej obciążania parą równoważących się sił współosiowych działających na wybrane węzły kratownicy. Tylko w przypadkach widocznych na (rys. 2b) oraz (rys. 2c) wszystkie pręty przejmują na siebie odpowiednie części obciążenia zewnętrznego. Natomiast kolejne dwie konfiguracje obciążenia zewnętrznego powodują, że trzy spośród dwunastu prętów są wolne od naprężeń. Pokazano je na (rys. 2d) oraz (rys. 2e), nazywając wyróżnione pręty luźnymi. Jeszcze bardziej oczywiste są sytuacje, w których para sił zewnętrznych rozciąga lub ściska dowolny pojedynczy pręt kratownicy. Reakcja na obciążenie zewnętrzne kumuluje się wyłącznie w tym pręcie, a cała reszta elementów kratownicy staje się zbyteczna.

Dla porównania, najprostszą przestrzenną strukturę tensegrity można zbudować również z dwunastu elementów, dziewięciu cięgien i trzech prętów, połączonych jak poprzednio sześcioma węzłami w stabilny, choć niewyznaczalny statycznie, układ przedstawiony na (rys. 3). Taką strukturę tensegrity można podobnie jak opisaną wcześniej kratownicę obciążać na różne sposoby parą sił osiowych. Obciążenie zewnętrzne, którego konfiguracja jest zgodna z (rys. 3a) lub (rys. 3b), spowoduje wzrost naprężeń we wszystkich elementach struktury. Jeśli konfiguracja obciążenia zewnętrznego będzie zgodna z (rys. 3c) lub (rys. 3d) to pojawi się wzrost naprężenia wewnętrznego w prawie wszystkich elementach struktury tensegrity. Tylko w jednym cięgnie, które podlega ściskaniu obciążeniem zewnętrznym, sprężenie wstępne t_o zmniejszy się lub zniknie zupełnie. Widać zatem, że struktura tensegrity na ogół pozwala rozprowadzić dowolne obciążenia zewnętrzne po wszystkich jej elementach. Tym samym odpowiada na obciążenia w sposób totalny i zsynchronizowany, co jest istotą synergii struktur tensegrity, likwidując niebezpieczne dla konstrukcji zjawisko ogniskowania się naprężeń.



Rys. 2. Samodzielnie sztywna kratownica przestrzenna: a – jako przykładowy zespół trzech czworościanów, b-e – obciążana parą sił osiowych według wybranych schematów.



Rys. 3. Wybrane schematy obciążenia parą sił osiowych najprostszej przestrzennej struktury tensegrity.

Pozostałe przypadki rozciągania dowolnego elementu struktury tensegrity parą sił osiowych, bądź ściskania dowolnego jej pręta, są mało istotne w omawianym kontekście i stanowią oczywistą analogię do reakcji elementów kratownicy na takie obciążenie zewnętrzne.

4. STRUKTURA TENSEGRITY A MECHANIKA KRATOWNIC PRĘTOWYCH

Jeśli struktura tensegrity zostanie odpowiednio sprężona wewnętrznie, wówczas może być traktowana w podobny sposób jak kratownica z prętów połączonych przegubowo. Sednem zrozumienia mechaniki konstrukcji każdej kratownicy jest pojęcie wyznaczalności statycznej i kinematycznej.

August Ferdinand Möbius pierwszy pokazał, że każda kratownica płaska składająca się z w pozbawionych tarcia węzłów musi posiadać nie mniej niż $2w - 3$ prętów, podczas gdy kratownica przestrzenna wymaga $3w - 6$ prętów [7]. Möbius jest świadomy wyjątkowości podanej reguły i zauważa, że w tych przypadkach zanika wyznacznik z układu równań równowagi węzłów. Dostrzega również i to, że usuwając pręt z kratownicy o minimalnej i zgodnej z regułą ich liczbie przekształca analizowaną kratownicę w skończony mechanizm przegubowy; płaski lub przestrzenny. Obserwuje na dodatek, że wspomniany mechanizm nie powstanie gdy długość usuwanego pręta jest maksymalna lub minimalna [8], co objaśniono dalej za pomocą (rys. 5).

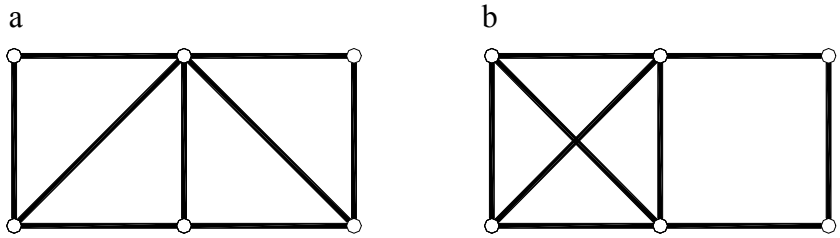
Trzydzieści lat później, James Clerk Maxwell odkrywa na nowo regułę Möbiusa przewidując także wyjątki od reguły [9, 10]. Reguła konstruowania sztywnych kratownic przestrzennych, mimo wprowadzenia jej przez Möbiusa, jest obecnie powszechnie znana jako reguła Maxwella (3):

$$3w - p - c = 0 \tag{3}$$

gdzie w jest liczbą węzłów, p liczbą prętów, a c liczbą więzów kinematycznych.
W przestrzeni trójwymiarowej $c \geqslant 6$.

Wstępnym przykładem zawiłości zagadnień wymagających rozwiązania podczas konstruowania kratownic są widoczne na (rys. 4) układy płaskie, których analiza uświadamia ograniczoną użyteczność reguły Maxwella i konieczność zdobycia pełnej wiedzy o geometrii całego systemu konstrukcyjnego. Łatwo wykazać, że obydwa prezentowane układy podlegają (3) ale tylko pierwszy z nich jest konstrukcją sztywną.

Ponad 70 lat po wnioskach badawczych Möbiusa, pierwsze studium całkowicie poświęcone statycznej i kinematycznej niewyznaczalności kratownic z węzłami przegubowymi prezentuje E.Kötter [11]. Przedstawia w nim analityczny sposób określania sztywności płaskiego układu gdy $p < 2w - 3$. Metoda jest dosyć uciążliwa i nie zawiera żadnych twierdzeń ogólnych [8].



Rys. 4. Przykład połączenia elementów kratownicy płaskiej: a – układ sztywny, b – układ częściowo przesztywniony i częściowo kinematyczny.

Christopher R.Calladine powrócił w roku 1978 do opracowania Maxwella aby wyjaśnić mechanikę kratownic prętowych. Kluczowym rezultatem przeprowadzonego studium [10] jest nowa, jak twierdzi Calladine zawierająca wszystkie możliwe przypadki szczególne, wersja (4) reguły Maxwella:

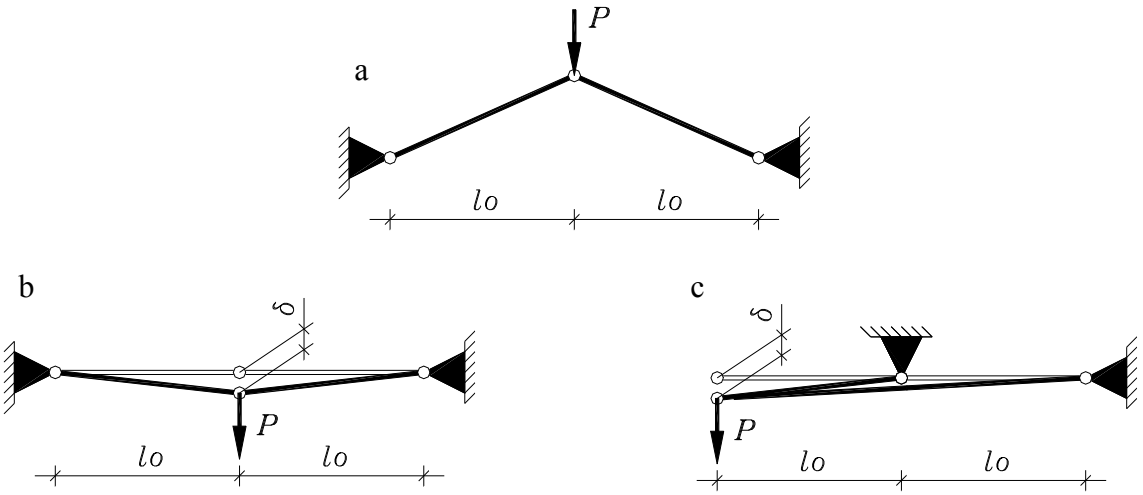
$$3w - e - c = m - s \tag{4}$$

gdzie m jest liczbą wewnętrznych mechanizmów, s liczbą stanów naprężeń własnych, natomiast e liczbą elementów systemu; co w (3) oznaczało liczbę prętów p.

Równanie (4), znane jako rozszerzona reguła Maxwella, nie powstaje przez samo rozwiązanie m i s dla ogólnej kratownicy prętowej. Mimo to daje jasne wytłumaczenie podstawowej mechaniki kratownic prętowych. Wartości m i s zależą nie tylko od liczby prętów i węzłów, ani też od topologii połączeń, ale od pełnego opisu geometrii kratownicy [12]. Wartości m oraz s pozwalają na ogólną klasyfikację kratownic pod względem ich statycznej i kinematycznej wyznaczalności:
$m = 0, s = 0$: struktury wyznaczalne statycznie i kinematycznie;
$m = 0, s > 0$: struktury niewyznaczalne statycznie i wyznaczalne kinematycznie;
$m > 0, s = 0$: struktury wyznaczalne statycznie i niewyznaczalne kinematycznie;
$m > 0, s > 0$: struktury niewyznaczalne statycznie i kinematycznie.

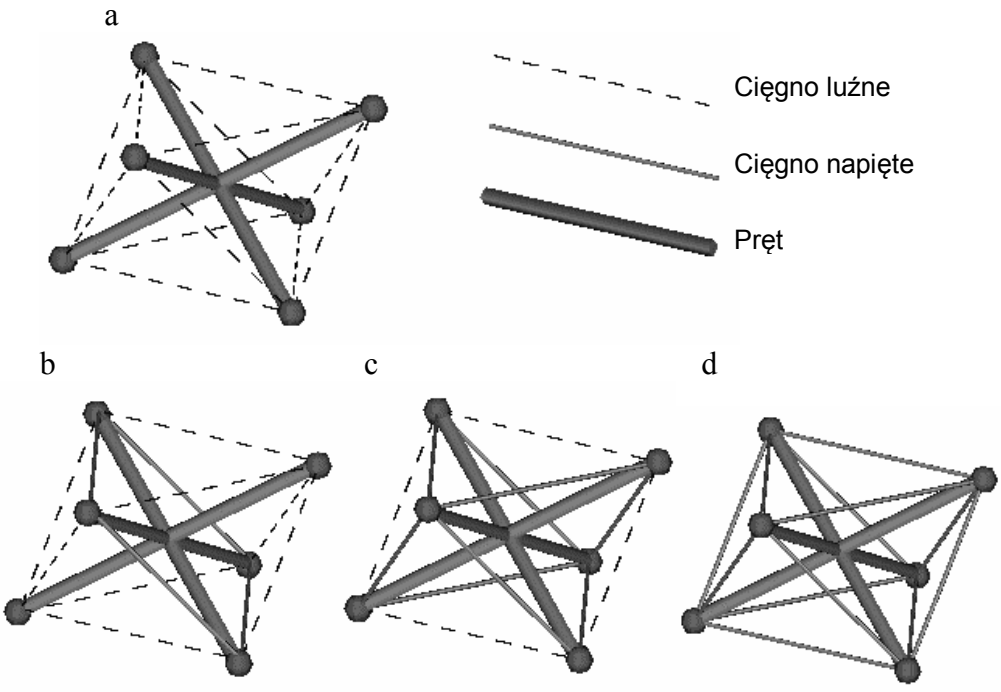
Celem zobrazowania istoty rozszerzonej reguły Maxwella oraz problemu mechanizmu pojawiającego się w kratownicy, weźmy trzy warianty płaskiej konstrukcji pozbawionej luzów montażowych i zbudowanej z elementów idealnie sztywnych. Założenia zilustrowano na (rys. 5). Rozpatrujemy kratownicę złożoną z dwóch prętów i trzech węzłów, $e = 2$ i $w = 3$, z których dwa są węzłami stałymi, zatem $c = 4$. W pierwszej konfiguracji, (rys. 5a), węzły nie leżą na jednej prostej i jest to układ sztywny. W drugiej konfiguracji, (rys. 5b), wszystkie węzły leżą na jednej prostej i konstrukcja działa początkowo jako nieskończenie mały mechanizm. Obciążenie zewnętrzne P likwiduje mechanizm i zamienia konstrukcję z (rys. 5b) w układ sztywny sprężony wewnętrznie, co w praktyce umożliwia zamianę obydwu sztywnych prętów na wiotkie cięgna. Jeden stan sprężenia dotyczy obydwu prętów, zatem $s = 1$, i konstrukcji brak jest sztywności w stosunku do obciążeń pionowych, dlatego $m = 1$. Podobna analiza obowiązuje w trzeciej konfiguracji, (rys. 5c), stanowiącej także

nieskończenie mały mechanizm. Po przyłożeniu obciążenia zewnętrznego konstrukcja staje się sztywna, a krótszy z prętów można zastąpić wiotkim cięgnem.
W konsekwencji, wymienione dane czynią zadość płaskiej wersji rozszerzonej reguły Maxwella $2\boldsymbol{w} - \boldsymbol{e} - \boldsymbol{c} = \boldsymbol{m} - \boldsymbol{s}$.



Rys. 5. Kratownica płaska dwuprętowa: a – układ sztywny, b – układ sprężony wewnętrznie, c – układ sprężony wewnętrznie.

W przypadku systemów tensegrity, które często posiadają kilka nieskończenie małych mechanizmów, naprężenie wstępne stabilizuje strukturę zapewniając jej odpowiednią sztywność. Ilustracją do powyższego zagadnienia jest (rys. 6). Przypuśćmy, że układ cięgien posiadający topologię ośmiościanu zostanie uzupełniony trzema prętami, a każdy z nich łączy przeciwległe wierzchołki jak na (rys. 6a).



Rys. 6. Stany naprężenia wewnętrznego w systemie o topologii ośmiościanu.

Wydłużanie dodanych prętów wzbudzi w systemie trzy niezależne od siebie stany naprężenia wewnętrznego, co pokazują kolejno (rys. 6b-d). Przyjmując $\boldsymbol{c} = 6$ łatwo określić na podstawie (4), że dla pokazanej na (rys. 6d) struktury: $\boldsymbol{w} = 6$, $\boldsymbol{e} = 15$, $\boldsymbol{s} = 3$ oraz $\boldsymbol{m} = 0$.

5. PRZEGLĄD METOD POSZUKIWANIA KSZTAŁTU STRUKTURY TENSEGRITY

Proces poszukiwania kształtu przez dowolny system tensegrity można streścić następująco:

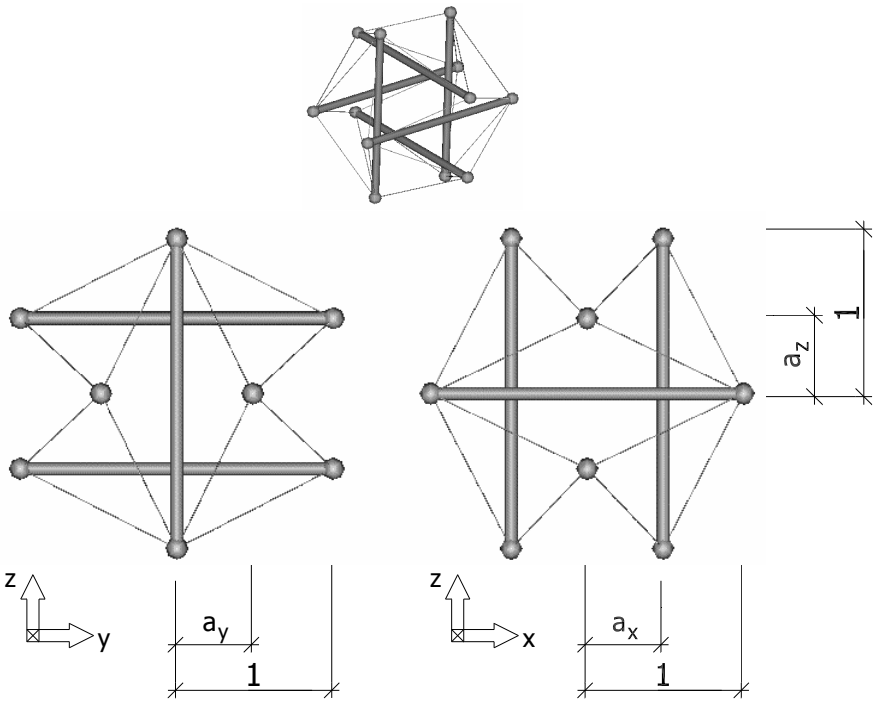
- stabilną konfigurację równowagi $\boldsymbol{e}$–elementowego systemu tensegrity, czyli *konfigurację tensegrity*, otrzymuje się przy założonej długości $(\boldsymbol{e} - 1)$ elementów kiedy ostatnie cięgno, względnie pręt, osiągnie minimalną, względnie maksymalną długość.

Natomiast problem poszukiwania kształtu przez dowolny system tensegrity polega na ustaleniu zbioru wszystkich możliwych konfiguracji tensegrity dla systemu o określonej topologii. Rozwiązanie tego zagadnienia stanowi warunek pozwalający istnieć systemowi tensegrity.

Czytelną ilustracją tak postawionego problemu ogólnego są konfiguracje równowagi możliwe do odnalezienia w klasycznej wersji ośmiościanu rozpartego, pokazanego na (rys. 7). Według [13] każda z tych konfiguracji musi dla a_x , a_y , $a_z \leqslant 1$ spełniać warunek:

$a_x\, a_y\, a_z = (1 - a_x)(1 - a_y)(1 - a_z)$.

Przyjęta długość każdego pręta jest równa dwu jednostkom, pręty pozostają równoległe do siebie parami w każdej konfiguracji równowagi, natomiast a_x , a_y , a_z to połowa odległości pomiędzy prętami każdej pary ułożonymi zawsze zgodnie z kierunkiem jednej ze wskazanych na (rys. 7) osi układu kartezjańskiego.



Rys. 7. Klasyczna postać ośmiościanu rozpartego.

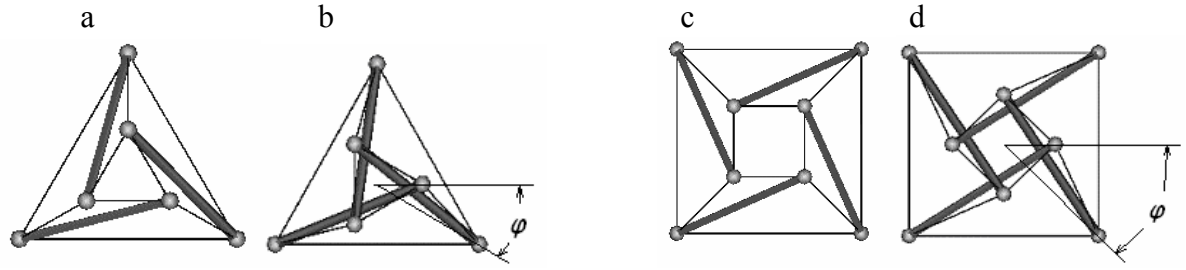
Nieco inaczej rozwiązuje się ogólny problem poszukiwania kształtu w systemach tensegrity o topologii pryzmy. Dla przykładu, na (rys. 8) pokazano klasyczne pryzmy tensegrity o podstawach z trójkątów, (rys. 8a-b), i czworokątów foremnych, (rys. 8c-d).

Wyjściową konfigurację cięgien i prętów przed wstępnym sprężeniem całej struktury, odpowiednio w pryzmie trójkątnej oraz czworokątnej, przedstawiają (rys. 8a) oraz (rys. 8c). Wymienione struktury, sprężone wewnętrznie np. przez zwiększenie długości wszystkich prętów, prezentują (rys. 8b) oraz (rys. 8d). Stan równowagi własnej każdej z pokazanych struktur wiąże się ściśle z obrotem górnego wieloboku, wyznaczonego przez cięgna, względem dolnego złożonego również z cięgien o *kąt skręcenia*, ang. *twisting angle*, oznaczony symbolem φ. Płaszczyzny tych wieloboków pozostają do siebie równoległe.

W klasycznym przypadku symetrycznej pryzmy tensegrity wznoszonej na n-boku podstawy [14] wartość kąta skręcenia można wyliczyć ze wzoru (5):

$$\varphi = \pi \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{n}\right) \tag{5}$$

Na (rys. 7) i (rys. 8) pokazano stosunkowo proste przykłady systemów tensegrity, charakteryzujących się bardzo symetryczną postacią, co szczególnie ułatwia określenie możliwych konfiguracji równowagi. Jednak kiedy np. brak jest znamion symetrii oraz uwzględnia się fizyczne własności materiałów konstrukcyjnych, wówczas procedury poszukiwania początkowego kształtu struktury tensegrity stają się skomplikowane i wymagają indywidualnego dopasowania.



Rys. 8. Trójkątna i czworokątna pryzma tensegrity w widoku z góry.
a,c – topologia połączeń, b,d – stan sprężenia wewnętrznego.

Według klasyfikacji jaką m.in. proponują Gunnar Tibert i Sergio Pellegrino [14], siedem istniejących obecnie metod obliczeniowych można podzielić na dwie grupy:
Metody kinematyczne, które obejmują: rozwiązania analityczne, programowanie nieliniowe i metodę relaksacji dynamicznej. Naśladują one sposób w jaki struktury tensegrity są budowane w praktyce, bez wyraźnego wymagania aby do cięgien wprowadzić naprężenie wstępne. Ich cechą charakterystyczną jest utrzymanie stałej długości cięgien, podczas gdy długości prętów rosną dopóki nie osiągną maksimum. Ewentualnie, utrzymane są stałe długości prętów a długości cięgien są zmniejszane dopóki nie osiągną minimum.
Metody statyczne, które obejmują: rozwiązania analityczne, metodę gęstości siły, ang. *force density method*, metodę energetyczną i metodę współrzędnych zredukowanych. Ich ogólną cechą jest ustalony związek pomiędzy konfiguracjami równowagi struktury tensegrity o zadanej topologii, a siłami w jej elementach. Każdy konkretny przypadek podlega analizie zazwyczaj kilkoma z powyższych metod statycznych.

Ogólnie biorąc, wielowymiarowe i złożone przestrzenie poszukiwań wymagają ponoszenia ogromnych kosztów obliczeniowych. Dlatego, często wspomagająco, w celu znalezienia stanu równowagi początkowej struktur tensegrity wykorzystuje się podejście doświadczalne.

Literatura

[1] Schek H.J., The force density method for form finding and computation of general networks, Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering 3, 1974, pp 115-134
[2] Barnes M.R., Applications of dynamic relaxation to the design of cable, membrane and pneumatic structures, Proceedings of Second International Conference on Space Structures , Ed. W.J. Supple, Guildford, 1975
[3] Gründig L., Moncrieff E., Singer P., Ströbel D., A history of the principal developments and applications of the force density method in Germany 1970-1999, Fourth International Colloquium on Computation of Shell & Spatial Structures, Chania-Crete, Greece, June 5-7, 2000
[4] Kwan A.S.K., A new approach to geometric nonlinearity of cable structures, Computers & Structures, 67(4), 1998, pp 243-252.
[5] Estrada G.G. (2007) Analytical and numerical investigations of form-finding methods for tensegrity structures, Doctoral Thesis, Max-Planck_Institut fur Metallforschung und Universitat Stuttgart
[6] http://en.wikipedia.org/wiki/Synergy
[7] Möbius A.F., Lehrbuch der Statik, vol.2. Leipzig, 1837
[8] Pellegrino S., Mechanics of kinematically indeterminate structures, PhD thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK, 1986
[9] Maxwell J.C., On the calculation of the equilibrium and stiffness of frames, London, Edinburgh and Dublin Philosophical Magazine 27, 1864, pp 294-299
[10] Calladine C.R., Buckminster Fuller's "tensegrity" structures and Clerk Maxwell's rules for the construction of stiff frames, International Journal of Solid and Structures 14, 2, 1978, pp 161-172
[11] Kötter E., Über die Möglichkeit, n Punkte in der Ebene oder im Raume durch weniger als 2n – 3 oder 3n – 6 Stäbe von ganz unveränderlicher Länge unverschieblich miteinander zu verbinden, In Festschrift Heinrich Müller-Breslau, A.Kröner, Ed. Leipzig, 1912, pp 61-80
[12] Pellegrino S., Calladine C.R., Matrix analysis of statically and kinematically indeterminate frameworks, International Journal of Solid and Structures 22, 4, 1986, pp 409-428
[13] Micheletti A., http://users.wpi.edu/~bservat/micheletti10.pdf
[14] Tibert A.G., Pellegrino S., Review of form-finding methods for tensegrity structures, International Journal of Space Structures, 18(4), 2003, pp 209-223

BASIC MECHANICS OF TENSEGRITY SYSTEMS

Summary

A common feature of tensegrity structures is that their static equilibrium equations are not sufficient for uniquely determining internal and reaction forces. Hence, such structures are called statically indeterminate structures. There are important areas of study in computational mechanics that deal with modeling, form-finding and displacement analysis of statically, and frequently cinematically, indeterminate structures. This paper shows a simple examples that illustrate this problem of statics where the statical indeterminacy largely depends on the geometry and pre-stress the structure has adopted.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Zbigniew BIENIEK
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Politechnika Rzeszowska

ZARYS MORFOLOGII SYSTEMÓW TENSEGRITY

1. GENEZA TENSEGRITY – KONSTRUKCYJNEJ ZASADY INTEGRUJĄCEGO ROZCIĄGANIA

Około połowy XIX wieku dokonano wielkiego postępu w produkcji stali poznając wnikliwie jej mikrostrukturę, co owocuje naukowym i technologicznym rozwojem metalurgii [1]. Pojawia się zatem nowy materiał budowlany o znakomitej wytrzymałości na rozciąganie [2]. Sprzyja to powstawaniu różnorodnych rozwiązań konstrukcyjnych szeroko wykorzystujących coraz lżejsze i bardziej wytrzymałe elementy cięgnowe; np. łańcuchy, druty, taśmy, liny, kable czy struny. Szczególnego znaczenia nabrały cięgna w konstrukcjach o dużej rozpiętości, takich jak mosty, dźwigary, przekrycia budowlane itp.. Jednak ich wznoszenie zawsze wymaga kotwienia cięgien np. do wielkich i masywnych fundamentów, masztów czy pierścieni obwodowych.

Kolejny etap badań, nadzwyczaj doniosły dla obecnego rozwoju *cięgnowych systemów konstrukcyjnych*, ang. *tensil structural systems*, otworzyły w latach 1948-1949 pionierskie prace K.D. Snelsona i R.B. Fullera w USA, oraz nieco późniejsze ale prowadzone niezależnie przez D.G. Emmericha we Francji. Symbolem ilustrującym myśl przewodnią badań stały się artystyczne dzieła Snelsona, nazywane *„Continuous Tension, Discontinuous Compression Structures”* [3]. Do interpretacji idei artysta użył kilku stalowych rur pojedynczo rozlokowanych w przestrzeni i utrzymywanych w niezmiennej konfiguracji jedynie dzięki mało widocznej siatce stalowych lin łączących ich końce. Każda z tak budowanych instalacji wywoływała u patrzących z oddali widzów wrażenie jawnej sprzeczności z prawem powszechnej grawitacji. Fuller dostrzegł w pierwszych kompozycjach przestrzennych tego artysty nową zasadę konstrukcyjną, lub inaczej mówiąc koncepcję architektoniczną, która pozwala budować nadzwyczaj lekkie i efektywne konstrukcje inżynierskie. Nadał odkrytej koncepcji nazwę *„tensional integrity”*, którą rozpowszechnił w skróconej wersji *tensegrity*. Nazwa miała podkreślać funkcjonalną i liczbową dominację elementów rozciąganych, wsółodpowiedzialnych za utrzymanie samodzielnie sztywnej konstrukcji w stabilnej równowadze, nad resztą elementów podlegających ściskaniu. Co więcej, Fuller uczynił wszechobecność rozciągania swoistym manifestem filozoficznym także w odniesieniu do zjawisk grawitacji i magnetyzmu głosząc, że:

„Wszelkie struktury, właściwie pojmowane, od systemu słonecznego po atom, są strukturami *tensegrity*. Wszędzie obecne rozciąganie integruje wszechświat” [4].

Według współczesnej wiedzy, zasada *tensegrity* jest bardzo bogatym źródłem badań wiodących w rozmaite obszary nauki i techniki. Termin ten pojawia się obecnie w dziedzinach dalekich od budownictwa i architektury; m.in. w robotyce, naukach społecznych, anatomii, biologii komórek, mleczarstwie i ornitologii. Zrozumiałe że odrębnymi torami prowadzono analizy teoretyczne, aby np. za pomocą metod matematycznych objaśnić zjawiska związane z problematyką *tensegrity* [5-10].

W trakcie analizy różnych publikacji, dotyczących zarówno prac teoretycznych jak i badań inżynierskich, uderza powszechny brak jednoznaczności i spójności zapisu wynikający m.in. z niezależnej działalności prowadzonej na przestrzeni wielu lat w rozlicznych ośrodkach naukowych całego świata. Wpływa na to również częste sytuowanie się badanej problematyki *tensegrity* na pograniczu różnych dyscyplin naukowych; co z jednej strony wymaga od badacza szerokiej i dogłębnej wiedzy z kilku dziedzin, a z drugiej strony nierzadko wymusza kompromisowe godzenie ugruntowanych tam we wcześniejszym zapisie zasad i zwyczajów.

Identyczność znaczenia i brzmienia nazwy *tensegrity* stała się dzisiaj powszechna zarówno w kręgu społeczeństw anglojęzycznych jak i w innych językach najbardziej rozwiniętych technologicznie państw: Niemczech, Francji, Włoszech, Japonii czy Izraelu. Świadczą o tym m.in. teksty publikacji oraz wypowiedzi specjalistów z wielu dziedzin zajmujących się złożoną i szeroką problematyką *tensegrity*. Wydaje się uzasadniony postulat wprowadzenia do języka polskiego tej samej nazwy, znanej i zaakceptowanej w środowiskach naukowo-technicznych praktycznie całego świata. Tak więc, w dalszych rozważaniach konsekwentnie stosuje się zapis – tensegrity – rozumiany jako nowa w języku polskim nazwa, która oznacza szczególną zasadę konstrukcyjną – integrujące rozciąganie.

Natomiast, mając na względzie precyzję definicji i polską terminologię; *systemy tensegrity*, ang. *tensegrity systems*, należałoby zdaniem Autora nazywać *systemami zintegrowanymi przez rozciąganie* lub *samodzielnie sztywnymi systemami cięgnowo-prętowymi*.

2. REALIA PRZEWODNIE

Mechaniczne własności produkowanych współcześnie materiałów oferują nadzwyczajną efektywność ich stosowania w konstrukcjach technicznych. W odniesieniu do większości dostępnych obecnie architektom i projektantom materiałów wyraźnie preferowane są takie ustroje nośne, których elementy podlegają czystym naprężeniom rozciągającym. Dla rozważanych systemów konstrukcyjnych stanowi to pierwsze z przewodnich realiów.

W praktyce inżynierskiej konstrukcyjnym elementom rozciąganym nadaje się często kształt zbliżony do wydłużonego walca obrotowego. Podobną postać geometryczną miewają elementy ściskane, ale równie powszechne są niekołowe kształty ich przekroju poprzecznego. Funkcjonalnym modelem elementu rozciąganego jest *cięgno*, którego sztywność pod obciążeniem osiowym wzrasta. Jednak element ściskany osiowo, czyli *pręt*, może stosunkowo łatwo utracić stabilność i kształt na skutek wyboczenia. Jak wiadomo, utrata stateczności przez pręt ściskany osiowo może nastąpić przy naprężeniach znacznie mniejszych od granicy sprężystości [11-12]. Dla przykładu, krytyczną wartość siły ściskającej P_{kr} przy której podparty przegubowo pręt ulega wyboczeniu określa wzór Eulera (1):

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 E J_{min}}{l_w^2} \tag{1}$$

Znaczenie symboli:
J_{min} – minimalny moment bezwładności przekroju względem osi obojętnej przy zginaniu,

l_w – długość wyboczeniowa pręta podpartego przegubowo,
E – moduł Younga właściwy dla danego materiału.

Jak wynika ze wzoru (1), wydajnym sposobem poprawy stateczności, bardzo pożądanej w praktyce inżynierskiej, może być m.in. zmniejszenie długości wyboczeniowej pręta ściskanego siłą osiową. Takie postępowanie wyraźnie wpływa na wzrost krytycznej wartości siły liczonej jako P_{kr}, oraz obniża zużycie materiału. Jest to drugie z bazowych realiów wobec konstrukcyjnych systemów tensegrity.

3. ROZWÓJ TEORETYCZNYCH KONCEPCJI KSZTAŁTOWANIA SYSTEMÓW TENSEGRITY

3.1 Definicje

Pierwsi badacze samodzielnie sztywnych struktur cięgnowo-prętowych zamieścili próby opisu swoich pionierskich odkryć w patentach. Naturalnie, w tamtych dniach było bardzo trudno o generalizację i znalezienie pełnej definicji, którą można by objąć tak złożoną jednostkę jak tensegrity.

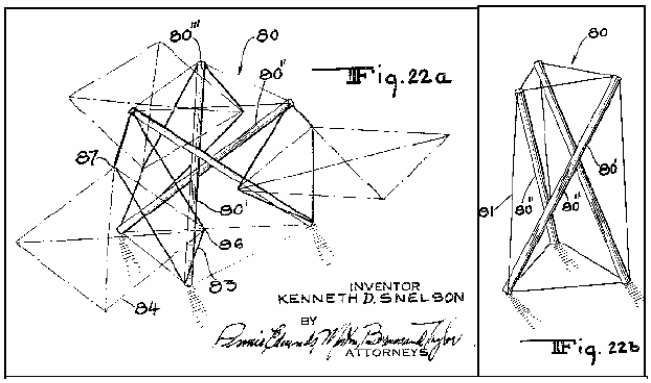
Richard Buckminster Fuller w artykule zatytułowanym „*Tensegrity"* [13], jaki ukazał się w 1961 roku, przedstawił bardzo wylewnie ogólne zasady i pojęcia rządzące systemami o naprężeniu jednorodnym, ale nie podał dla nich żadnej precyzyjnej definicji. W swoim patencie [14] opisał ten rodzaj struktury jako „mnogość nieciągłych ściskanych słupów ułożonych grupami po trzy i połączonych elementami cięgnowymi formującymi rozciągane trójkąty". Jednakże dodaje do zamieszczonego opisu bardzo krótkie objaśnienie, które weszło do annałów historii tensegrity: „Elementy ściskane stają się wyspami w morzu rozciągania".
Kilka lat później podał on obszerne wyjaśnienie: „Tensegrity oznacza zasadę strukturalnego związku według której kształt konstrukcji prętowo-cięgnowej jest zapewniony przez całkowicie zamknięty, w pełni ciągły, cięgnowo zachowujący się system a nie przez zachowania wyłącznie lokalnych elementów poddanych ściskaniu" [4].

Inny z pionierów tensegrity, David Georges Emmerich, oznajmił w swoim patencie że ideę jego wynalazku można w pełni przedstawić posługując się kilkoma rysunkami towarzyszącymi podanemu opisowi [15-16]. Tym sposobem uniknął on trudności sformułowania ścisłej definicji.

Kenneth D. Snelson jest być może mniej kontrowersyjny w wyjaśnianiu znaczenia tensegrity. W swoim patencie podaje, że: „ Ten wynalazek odnosi się do konstrukcyjnego szkieletu, a dokładniej, do nowej i doskonalszej konstrukcji zbudowanej z wydłużonych elementów rozciąganych albo ściskanych i połączonych w sieć. Elementy ściskane wbudowane są, każdy oddzielnie, w ciągłą i naprężoną sieć połączonych wzajemnie elementów rozciąganych" [3], patrz (rys. 1). Pomimo że K. Snelson woli nazywać tensegrity „*strukturami swobodnego ściskania*", to w nawiązaniu do wcześniejszych definicji posłużył się następującym opisem: „Tensegrity oznacza zamknięty system konstrukcyjny złożony ze zbioru wydłużonych i ściskanych prętów, trzech lub więcej, które umieszczono wewnątrz sieci naprężonych cięgien w taki sposób, że pręty nie dotykają siebie wzajemnie lecz swymi końcami napierają na punkty węzłowe sieci cięgnowej tworząc mocną, striangulowaną, wewnętrznie sprężoną, rozciąganą i ściskaną jednostkę". Uzupełniając ten opis Snelson dokonał bardzo jasnego wyróżnienia: „Struktury tensegrity są wewnętrznie naprężonymi konstrukcjami szkieletowymi".

Kilka lat później Anthony Pugh podaje ogólną charakterystykę systemu tensegrity [17]. Trafnie sformułowana, dzięki rozszerzeniu obszaru jej znaczenia, została uznana przez resztę specjalistów za najbardziej uniwersalną:
„System tensegrity jest ustanowiony wówczas gdy nieciągły zbiór elementów ściskanych

współdziała z ciągłym zbiorem komponentów rozciąganych zajmując niezmienną objętość w przestrzeni".



Rys. 1. Sposób kształtowania najprostszej przestrzennej struktury tensegrity, nazywanej m.in. „sympleksem", zamieszczony w opisie patentu K. Snelsona [3].

Dopiero na początku lat 90-tych ubiegłego wieku Daniel L. Schodek zdał sobie sprawę, że poprzez przesztywnienia i stopnie swobody można lepiej zdefiniować konstrukcję tensegrity niż przy pomocy dotychczas uznawanej charakterystyki [18]. Dlatego też, określił on tensegrity jako sztywne konstrukcje, wykonane z nieciągłego zbioru ściskanych prętów i ciągłego zbioru rozciąganych cięgien, w których każdy składnik otrzymuje jeden stopień przesztywnienia.

Bin-Bing Wang [19] wyszedł poza poprzednią definicję, doceniając inne ważne właściwości dostrzeżone wcześniej przez Emmericha i Snelsona: „Tensegrity są strukturami samodzielnie wspartymi, usztywnionymi przez naprężenie wewnętrzne". Szersza definicja podana przez Wanga i Li [20] jest następująca: „Systemy tensegrity są wolnostojącymi i łączonymi przegubowo sieciami kablowymi w których połączone kable systemu są naprężone przeciwstawnie do nieciągłego systemu prętów, a szerzej, każda wolnostojąca i połączona przegubowo sieć kablowa złożona z jednostek budowlanych które spełniają powyższą definicję".

Istnieją dalsze, bardziej złożone definicje wyrażające poglądy autorów.

Robert E. Skelton stwierdza, że: „System tensegrity jest stabilnym połączeniem osiowo obciążonych elementów, istniejącym jako struktura tensegrity *klasy* $\boldsymbol{k}$ jeżeli co najwyżej $\boldsymbol{k}$ ściskanych elementów jest połączonych w jednym węźle" [21]. Na przykład tradycyjna struktura tensegrity jest *klasy* $\boldsymbol{k} = 1$ dlatego, że jeden i tylko jeden element ściskany składa się na każdy węzeł. Taką strukturę nazywa się *czystą*, ang. *pure tensegrity*.

Ariel Hanaor opisuje struktury tensegrity jako: „Wewnętrznie sprężone, wolnostojące i przegubowo połączone sieci, w których cięgna, nazywane też często kablami, są naciągnięte w przeciwieństwie do ściskanych prętów albo zastrzałów" [22]. *Pręt*, ang. *bar*, to prostoliniowy element o ustalonej długości, potrafiący przenieść zarówno ściskanie jak i rozciąganie. *Zastrzał*, ang. *strut*, to element prostoliniowy, którego długość nie może się kurczyć ale może wzrastać bez końca na wzór teleskopu; przez co nie jest zdolny przenosić rozciągania. *Kabel* lub *cięgno*, ang. *cable* lub *tendon*, to zwykła lina mogąca się kurczyć, ale jej długość nie może wzrastać. Podobną nomenklaturę stosuje m.in. Robert Connelly [23].

Tymczasem Miura i S. Pellegrino, cytowani w [24], podali następującą interpretację: „Strukturę tensegrity posiada każda konstrukcja zrealizowana z kabli i prętów, na którą narzucony jest stan sprężenia wywołany naprężeniem wszystkich kabli", dodając później, „naprężenie wszystkich kabli, czyli sprężenie konstrukcji w celu jej stabilizacji, jest warunkiem koniecznym do uzyskania strukturalnej sztywności pierwszego rzędu dla której

wszelkie mechanizmy tej struktury są nieskończenie małe".

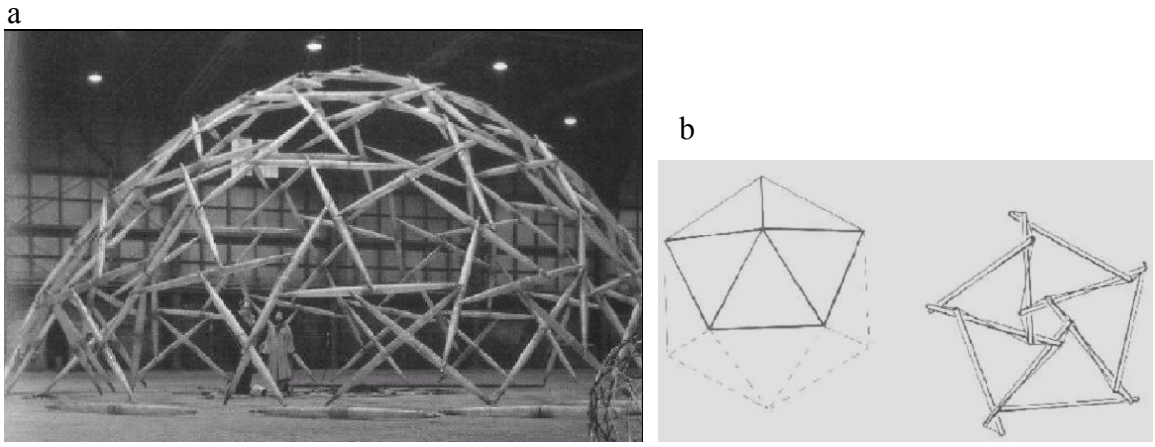
Ostatnio René Motro podjął próbę rozróżnienia i zdefiniowania systemu tensegrity według dwóch przewodnich koncepcji [25]. Pierwsza definicja jest oparta na klasycznych opisach patentowych: „Systemy tensegrity są przestrzennymi systemami siatkowymi znajdującymi się w *stanie naprężeń własnych*, ang. *state of self-stress*. Wszystkie ich elementy mają prostoliniowe włókno środkowe i są równoważnej jemu długości. Elementy rozciągane nie mają sztywności na ściskanie i stanowią zbiór ciągły. Elementy ściskane ustanawiają zbiór nieciągły. Każdy węzeł przyjmuje tylko jeden element ściskany". Druga definicja stanowi uogólnienie tej pierwszej, posiada kilka cech wspólnych z definicją Pugha, ale uwzględnia też dodatkowe czynniki: elementy ściskane są zawarte wewnątrz ciągłego zbioru podlegającego rozciąganiu, oraz system posiada zdolność samoregulacji stabilności.

3.2 Początki klasyfikacji systemów tensegrity

Najprawdopodobniej pierwszą klasyfikację struktur tensegrity przeprowadził Fuller oraz jego współpracownicy, dokonując podziału na dwie ogólne klasy strukturalne: *tensegrity geodezyjne* i *tensegrity sprężone*, ang. *geodesic tensegrity* i *prestressed tensegrity*.

Pierwszą klasę, której przykłady są widoczne na (rys. 2), charakteryzuje równowaga uzyskana przez triangulację elementów konstrukcyjnych zorientowanych wzdłuż linii geodezyjnych.

Ta druga jest klasą struktur utrzymujących swoją stabilność samodzielnie dzięki izometrycznemu rozkładowi naprężeń. Przykładem reprezentującym klasę struktur sprężonych są pryzmy tensegrity pokazane na (rys. 4).



Rys. 2. a – kopuła tensegrity jako przykład struktury klasy geodezyjnej, wg projektu R.B. Fullera [26], b – schemat triangulacji elementów konstrukcyjnych w geodezyjnym systemie tensegrity bazującym na dwudziestościanie foremnym [27].

Anthony Pugh jako pierwszy utworzył katalog systemów tensegrity wyróżniając w nich: *systemy sferyczne* i *systemy cylindryczne*, ang. *spherical systems* i *cylindrical systems* [17]. Opisał też między innymi trzy podstawowe wzory konfiguracji strukturalnych: *wzór rombowy*, *wzór obwodowy* i *wzór skośny*. Podstawę podanej klasyfikacji stanowi względne położenie prętów w rozpatrywanym systemie swobodnego ściskania. Systemy tensegrity klasy *sferycznej* charakteryzuje ich homeomorfizm względem sfery. Wszystkie cięgna mogą być umieszczone np. na sferze nie przecinając się wzajemnie, a wszystkie pręty leżą wewnątrz sieci cięgnowej, co razem tworzy sferyczną komórkę.

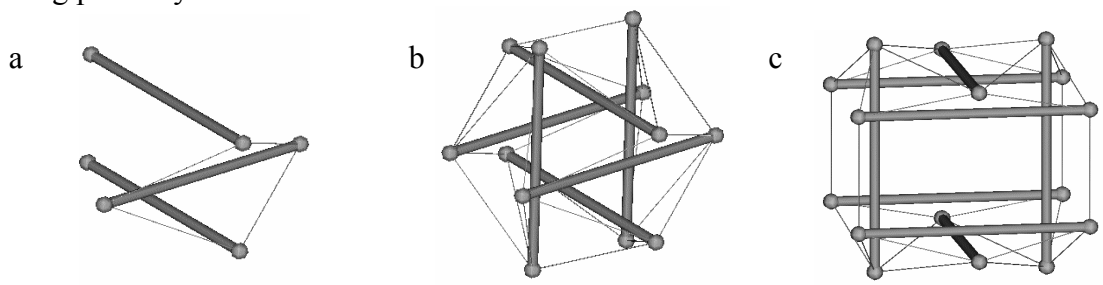
3.3 Systemy sferyczne

Wzór rombowy, ang. *rhombic pattern* – każdy pręt reprezentuje dłuższą przekątną rombu ukształtowanego przez cztery cięgna i zgiętego następnie wzdłuż tej przekątnej. Ilustruje to (rys. 3a). Najbardziej charakterystycznym przykładem systemu tensegrity o konfiguracji rombowej jest *ośmiościan tensegrity*, ang. *tensegrity octahedron*, nazywany też *ośmiościanem rozpartym*, ang. *expanded octahedron*, pokazany na (rys. 3b).

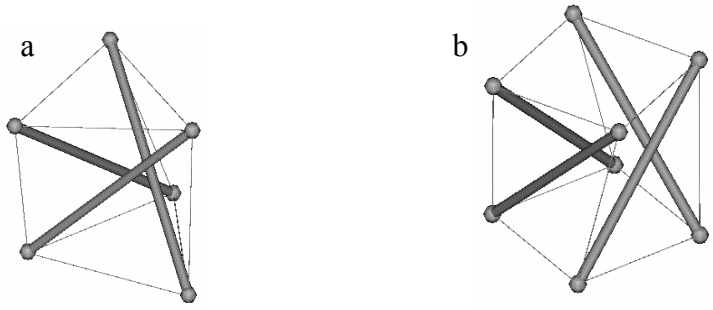
Takie rozwiązanie strukturalne przedstawił po raz pierwszy B. Fuller w 1949 roku na amerykańskiej uczelni Black Mountain College [27]. Jest to system tensegrity typu dwuwarstwowego z bardzo wyraźnymi cechami symetrii, np. pręty współtworzące sferyczną komórkę występują w trzech równoległych parach. Warstwę zewnętrzną komórki tworzą wyłącznie cięgna, a warstwę wewnętrzną wyłącznie pręty.

W ramach sferycznych systemów tensegrity ośmiościan rozparty daje się przekształcać w *ośmiościan rozparty wtórnie*, ang. *re-expanded octahedron*, a jego modyfikację można prowadzić wielofazowo. Drugą fazę takiego rozwoju, w której jedna z trzech par prętów równoległych została zdublowana a konfiguracja rombowa uległa częściowej zmianie, przedstawia (rys. 3c). Dla uzupełnienia, najprostsza faza pierwsza polega na rozdwojeniu tylko jednego pręta. Utworzona na nowo sieć cięgien łączy wszystkie pręty utrzymując cały system w stabilnej równowadze. Warto zauważyć, że wewnątrz otrzymanej komórki tensegrity pojawia się wyraźny prześwit, co daje m.in. praktyczną korzyść projektantom. Dla przykładu, (rys. 12) przedstawia projekt kładki dla pieszych obok Uniwersytetu Tor Vergata w Rzymie [28].

Kolejne fazy ewolucji ośmiościanu rozpartego można osiągać np. poprzez podwajanie prętów drugiej i trzeciej pary. Co więcej, system pozwala na dalszą ekspansję prowadzoną według podobnych zasad.



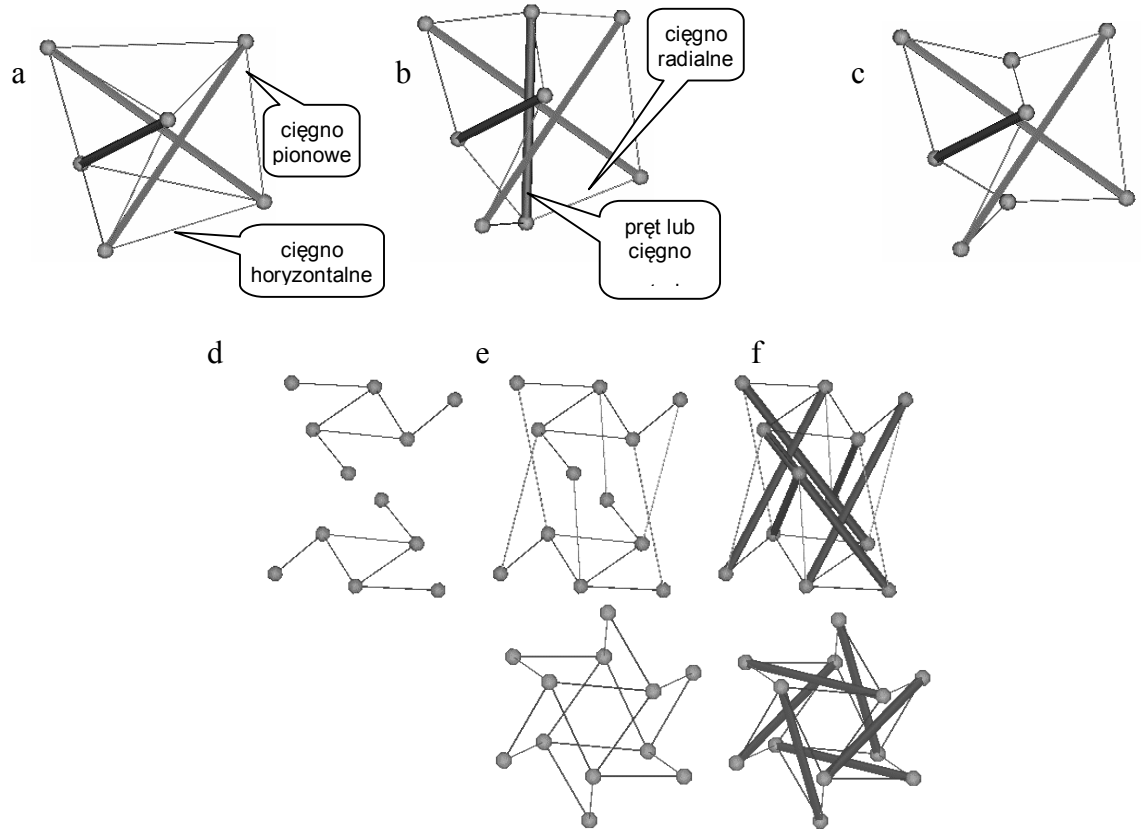
Rys. 3. Ośmiościan rozparty i przykład jego modyfikacji: a – podstawowy motyw wzoru rombowego, b – postać bazowa ośmiościanu rozpartego, c – ośmiościan rozparty wtórnie.



Rys. 4. Przykłady struktur o konfiguracji rombowej: a – pryzma trójkątna, b – pryzma czworokątna.

Wzór rombowy można łatwo dostrzec także w pryzmach tensegrity, patrz (rys.4), co uzasadnia włączenie ich do systemów sferycznych. W ramach sferycznych systemów

tensegrity wzór rombowy dowolnej pryzmy tensegrity można łatwo przekształcić we *wzór gwiaździsty*, ang. *star pattern*. Według jednej z opcji wystarczy w osi wybranej pryzmy dodać centralny pręt, który jest dłuższy niż wysokość bazowej pryzmy, a następnie połączyć cięgnami radialnymi jego końce z odpowiednimi końcami pozostałych prętów. Obydwie wielokątne podstawy wyjściowej pryzmy tensegrity utworzone z cięgien horyzontalnych zmienią się w dwa gwiaździste zestawy cięgien radialnych połączone odpowiednio w dwóch nowych węzłach. Rezultat opisanego postępowania pokazano za pomocą pryzmy trójkątnej na (rys. 5).



Rys. 5. Przykładowe opcje gwiaździstego wzoru tensegrity:
a – pryzma bazowa, b – opcja utworzona przez dodanie centralnego pręta lub cięgna i zmianę konfiguracji cięgien horyzontalnych w cięgna radialne, c – poprzednia opcja pozbawiona pręta lub cięgna centralnego, f – kompilacja wzoru pryzmy bazowej i wzoru gwiaździstego wg opcji c. Schematy d, e prezentują konfigurację sieci cięgien w dokonywanej kompilacji.

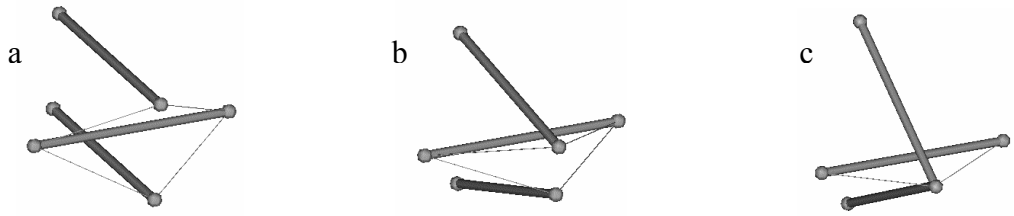
W innej opcji można zastąpić centralny pręt cięgnem, którego długość jest mniejsza od wysokości pryzmy bazowej. W skrajnym przypadku długość cięgna centralnego może wynosić zero, i według tej opcji centrum pryzmy bazowej zajmie tylko jeden dodatkowy węzeł gromadzący końce wszystkich cięgien radialnych. Stosując wspomnianą wcześniej definicję Roberta E. Skeltona [21], struktura będzie posiadać oprócz węzłów klasy $\boldsymbol{k} = 1$ jeszcze dwa lub jeden węzeł klasy $\boldsymbol{k} = 0$.

Istnieją ponadto inne charakterystyczne opcje wzoru gwiaździstego. Jedna z nich powstanie gdy długość cięgna lub pręta centralnego osiągnie wysokość pryzmy, bowiem wówczas element centralny nie przenosi żadnych naprężeń i staje się zbyteczny dla wewnętrznie sprężonego systemu zachowującego równowagę własną. Przykład wzoru gwiaździstego w tej opcji pokazuje (rys. 5c). Ostatnia z opcji bazuje na kompilacji wzorów; rombowego i gwiaździstego, odpowiadających dowolnej pryzmie tensegrity. Jedno z przykładowych rozwiązań, wywiedzione z pryzmy trójkątnej, objaśnia (rys. 5d-f). Schemat

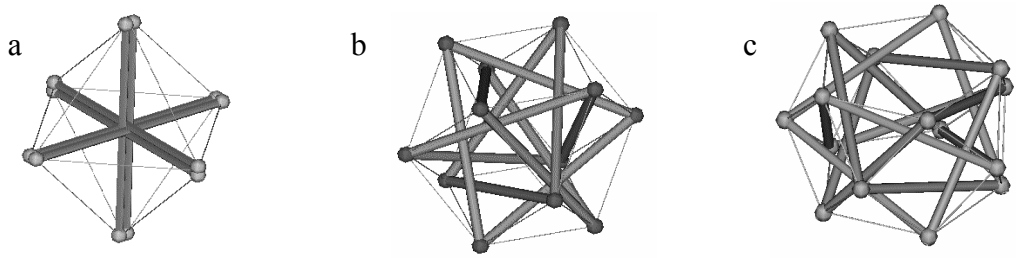
połączenia węzłami dwóch rodzajów cięgien; horyzontalnych i radialnych, usytuowanych odpowiednio w obydwu płaszczyznach podstawy bazowej pryzmy przedstawia (rys. 5d). Na (rys. 5e) zilustrowano, kolejno przy pomocy aksonometrii i rzutu z góry, schemat połączenia wszystkich cięgien systemu: horyzontalnych, radialnych i pionowych. Końcowy rezultat uwzględniający położenie elementów prętowych systemu widoczny jest na (rys. 5f). Podane rozwiązanie kopiuje jeden z nowatorskich pomysłów D.G. Emmericha bazujący na geometrii graniastosłupów i zastosowany do kształtowania bardziej złożonych siatek tensegrity.

Wzór obwodowy, ang. *circuit pattern* – komponenty ściskane są utworzone z prętów połączonych w obwody, co można zilustrować jako złożenie ścian wyjściowych pewnej struktury tensegrity o konfiguracji rombowej, patrz (rys. 6a-c). Wykonanie tego przekształcenia na ośmiościanie rozpartym, patrz (rys. 3b), skutkuje uzyskaniem ośmiościennej komórki prętowo-cięgnowej przedstawionej na (rys. 7a). Łatwo zauważyć trzy identyczne komponenty ściskane, a każdy z nich tworzy para prętów połączonych końcami. Następny (rys. 7b) przedstawia bardziej złożony przykład wzoru obwodowego, tzn. skomponowaną z czterech obwodów strukturę nazywaną *sześcio-ośmiościanem tensegrity*. Każdy obwód składa się z trzech prętów i przeplata z każdym innym obwodem. W dalszym ciągu zewnętrzne warstwy komórek sferycznych tworzą wyłącznie cięgna. Posługując się wzorem obwodowym można kształtować wyróżnione przez Fullera tensegrity geodezyjne, patrz (rys. 2). Procedura polega na podziale ścian wielościanu zgodnie z regułami geodezji sferycznej, zdefiniowaniu siatki trójkątów zastępującej każdą ścianę, oraz nakreśleniu prętów i cięgien odpowiadających tej siatce. Szczególnym wariantem obwodowego wzoru tensegrity jest *jednoobwodowy wzór tensegrity*, ang. *monocircuit tensegrity pattern* [25], w którym wszystkie pręty tworzą jeden zamknięty obwód łącząc się parami w każdym węźle systemu, co ilustruje (rys. 7c).

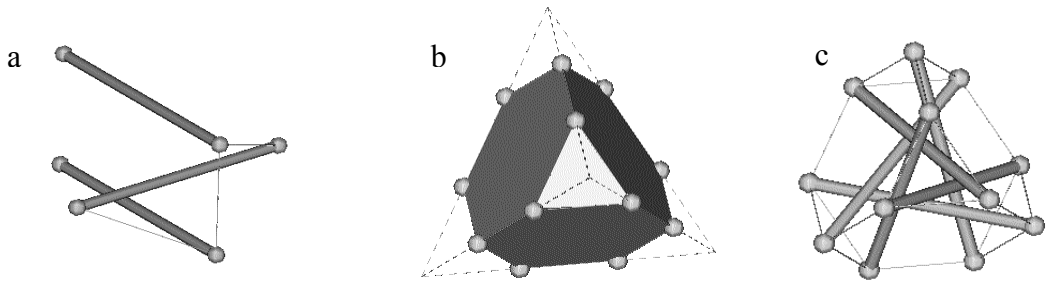
Anthony Pugh podał pełny katalog figur możliwych do zbudowania tą metodą, a największa struktura sferyczna została zaprojektowana z 672 prętów i 1344 cięgien [17]. Według jego opinii, posługując się tą samą liczbą prętów, można otrzymać systemy o wzorze obwodowym sztywniejsze niż systemy o wzorze rombowym. Nawiązując do wspomnianej wcześniej definicji Roberta E. Skeltona trzeba odnotować, że cała struktura pokazana na (rys. 7b) ma klasę $\boldsymbol{k} = 2$, podobnie jak poszczególne jej węzły. Tak więc, opinia na temat sztywności dotyczy dwóch systemów różnej klasy, bowiem dla wzoru rombowego $\boldsymbol{k} = 1$.



Rys. 6. Schemat transformacji wzoru rombowego we wzór obwodowy.



Rys. 7. Przykładowe konfiguracje strukturalne o wzorze obwodowym.



Rys. 8. Przykładowa konfiguracja strukturalna o wzorze skośnym: a – sposób modyfikacji wzoru rombowego w skośny, b – model bryłowy, c – czworościan tensegrity.

Wzór skośny lub ***zygzakowy***, ang. *diagonal* lub *zigzag pattern* – można otrzymać dokonując kolejnej modyfikacji wzoru rombowego polegającej na takim ułożeniu cięgien, że powtarzające się sekwencje trzech kolejnych cięgien tworzą kształt litery 'Z', patrz (rys. 8a). Odpowiednie rozwiązanie strukturalne, pod nazwą *czworościan tensegrity*, pokazał po raz pierwszy Francesco della Sala w 1952 roku na Uniwersytecie Michigan [27], patrz (rys. 8c). Nazwę i budowę geometryczną takiej struktury łatwo objaśnić posługując się jej modelem bryłowym, (patrz rys. 8b). Porównanie struktur przedstawionych na (rys. 3b) i (rys. 8c) ujawnia, że obydwie mają po sześć rozłącznych prętów. Jednak cięgna leżące w zewnętrznej warstwie ośmiościanu tensegrity rozpatrywanego jako komórka sferyczna formują osiem trójkątów, podczas gdy cięgna czworościanu tensegrity formują tylko cztery trójkąty. Burkhardt twierdzi, że z tego powodu sztywność czworościanu tensegrity jest mniejsza niż jego odpowiednika ośmiościanu tensegrity [27].

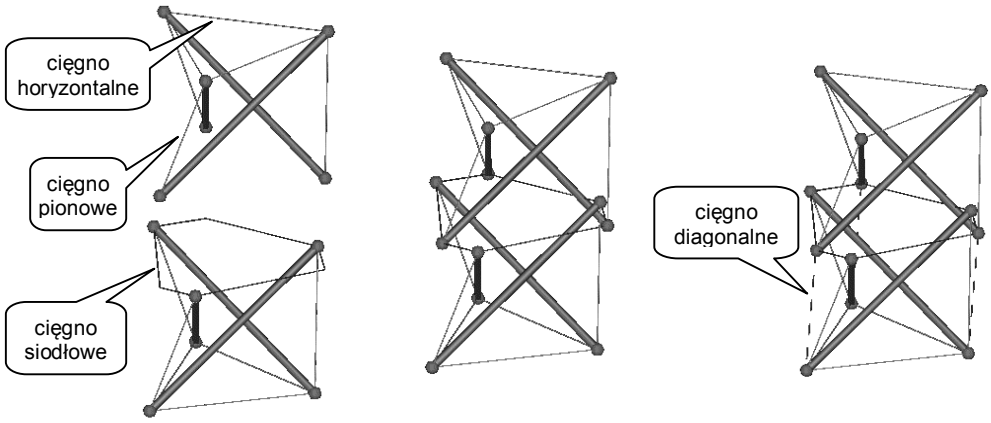
3.4 Systemy cylindryczne

Systemy cylindryczne są wynikiem ewolucji systemów tensegrity o wzorze rombowym. Jeden ze sposobów ich kształtowania polega na dodawaniu kolejnych warstw złożonych z cięgien i prętów do warstwy początkowej, którą tworzy dowolna pryzma tensegrity. Dla przykładu, kolumna tensegrity pokazana na (rys. 9) reprezentuje system cylindryczny uformowany tym sposobem. Podstawowym modułem jaki posłużył do budowy kolejnych stopni kolumny jest najprostsza pryzma tensegrity, znana już np. z (rys. 4a). Ideę budowy kolumny dwustopniowej podaje (rys. 9), objaśniając tym samym zasadę łączenia dowolnej liczby modułów tensegrity w jeden system klasy $\boldsymbol{k} = 1$.

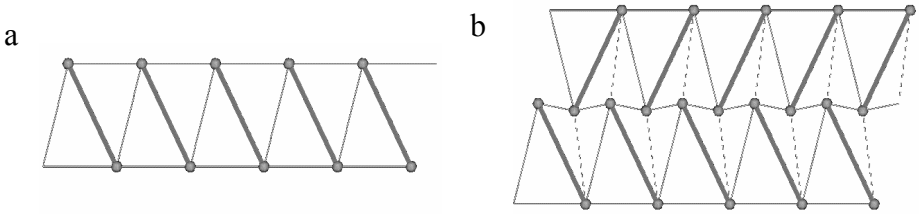
W typowym systemie cylindrycznym można wyróżnić cztery rodzaje cięgien niezbędnych do jego zbudowania:

- cięgna horyzontalne, które tworzą wielokątne podstawy każdej pryzmy tensegrity,
- cięgna pionowe, łączące odpowiednie wierzchołki przeciwległych podstaw każdej pryzmy tensegrity,
- cięgna siodłowe, które tworzą zamknięte obwody zastępując horyzontalne cięgna leżące w nakładanych na siebie podstawach pryzm,
- cięgna diagonalne, dodawane celem związania w stabilną całość kolejnych stopni kolumny tensegrity.

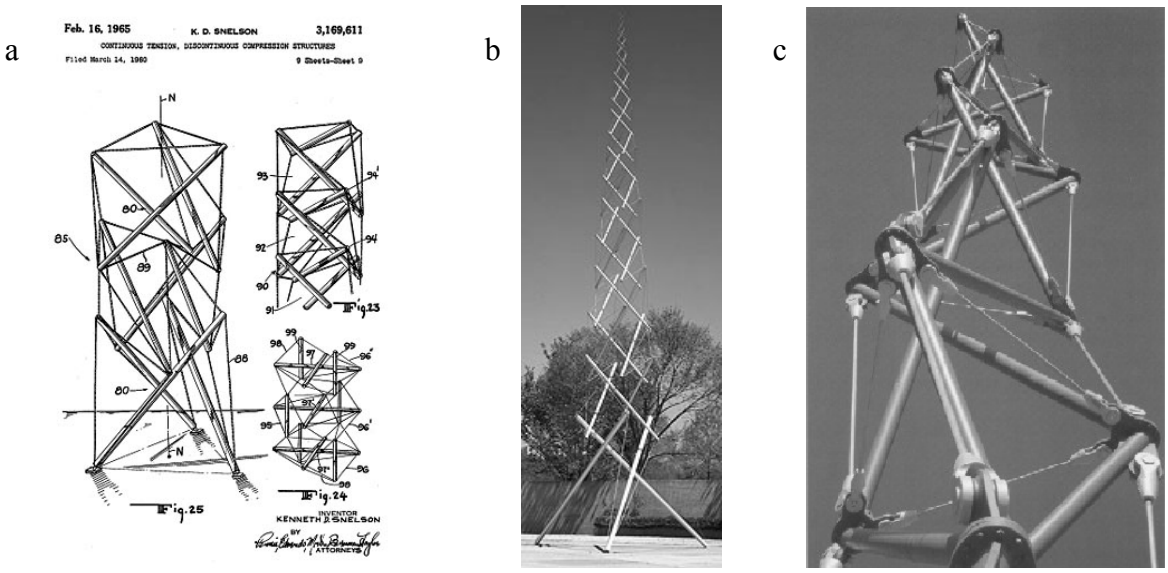
Schemat połączeń wszystkich elementów systemu bazującego na pięciokątnej pryzmie tensegrity pokazano w rozwinięciu na (rys. 10). Warto zauważyć przeciwstawne pochylenie prętów znajdujących się na sąsiednich stopniach kolumny tensegrity, oraz utrzymanie klasy $\boldsymbol{k} = 1$ tak zbudowanego systemu cylindrycznego. Podana klasa definiuje jednocześnie charakterystyczną konfigurację łączenia modułów tensegrity nazywaną *na pręty nieprzyległe*, ang. *non-contiguous bar configuration*, patrz (rys. 11a-b).



Rys. 9. Najprostszy przykład formowania cylindrycznego systemu tensegrity.



Rys. 10. a – bazowa pięciokątna pryzma tensegrity, b – schemat połączeń wszystkich elementów dwustopniowej kolumny tensegrity stanowiącej przykład systemu cylindrycznego klasy $\boldsymbol{k} = 1$.



Rys. 11. Przykłady łączenia modułów tensegrity *na pręty nieprzyległe* i *przyległe*. Wieże tensegrity wg koncepcji K. Snelsona: a – fragment opisu patentowego, b – *„Needle Tower”* [30], c – *„Tensegrity Tower of Rostock”* - przykład łączenia modułów tensegrity *na pręty przyległe*. [29]

Obydwie wyżej podane własności geometryczne można zmieniać; np. stosując jednolite pochylenie prętów na wszystkich stopniach, czy też łączenie prętów końcami prowadzące do uzyskania cylindrycznego systemu tensegrity o klasie $\boldsymbol{k} = 2$. Konfigurację o takiej klasie nazywa się łączeniem modułów tensegrity *na pręty przyległe*, ang. *contiguous bar configuration*. W ostatnio podanym przypadku cięgna siodłowe stają się zbyteczne a na ich

miejsce wracają odpowiednie cięgna horyzontalne. Przykładem konstrukcji reprezentującej system cylindryczny tej klasy jest *„Tensegrity Tower of Rostock”*, patrz (rys. 11c), według projektu M. Schlaicha [29].

Rys. 12. Projekt kładki dla pieszych obok Uniwersytetu Tor Vergata w Rzymie:
a – bazowy moduł tensegrity, b – widok ogólny [28].

Literatura

[1] Grun B., The Timetables of History: A Horizontal Linkage of People and Events, Simon and Schuster, New York, 1979
[2] Shackleford J.F., Alexander W. (eds.), CRC Materials Science and Engineering Handbook, 3rd ed., CRC Press, Boca Raton, FL, 2001
[3] Snelson K., Continuous tension, discontinuous compression structures, U.S. Patent No. 3,169,611, February 11, 1965
[4] Fuller R.B., Synergetics: Explorations in the Geometry of Thinking, Mac Millan Publishing Co. Inc.,1975, http://www.rwgrayprojects.com/synergetics/synergetics.html
[5] Roth B., Whiteley W., Tensegrity frameworks, Trans. Amer. Math. Soc. 265, 1981, No.2, pp. 419-446
[6] Lovsz L., Yemini Y., On generic rigidity in the plane, SIAM J. Algebraic Discrete Methods 3, 1982, No.1, pp. 91-98
[7] Minke G., Survey of research work on structures, Structural Topology, 1982, No.6, pp. 21-32
[8] Whiteley W., Infinitesimally rigid polyhedra. I. Statics of frameworks, Trans. Amer. Math. Soc. 285, 1984, No.2, pp. 431-465
[9] Hinrichs L.A., Prismic tensigrids, Structural Topology, 1984, No.9, pp. 3-14
[10] Kuznetsov E.N., On immobile kinematic chains and a fallacious matrix analysis, Trans. ASME J. Appl. Mech. 56, 1989, No.1, pp. 222-224
[11] Praca zbiorowa: Mały poradnik mechanika, tom 1, Nauki matematyczno-fizyczne, Materiałoznawstwo, Wydanie siedemnaste, WNT-Warszawa, 1988
[12] Niezgodziński M., Niezgodziński T., Wzory, wykresy i tablice wytrzymałościowe, PWN-Warszawa, 1975
[13] Fuller R.B., Tensegrity, Portfolio and Art. News Annual, No.4, 1961
[14] Fuller R.B., Tensile-Integrity Structures, U.S. Patent No. 3,063,521, November 13, 1962
[15] Emmerich D.G., Construction de réseaux autotendants, French Patent No. 1,377,290, September 28,1964
[16] Emmerich D.G., Structures linéaires autotendants, French Patent No. 1,377,291, September 28,1964
[17] Pugh A., “An Introduction to Tensegrity”, University of California Press, Berkeley and Los Angeles, California, 1976

[18] Schodek D.L., Structure in Sculpture, Cambridge, Mass. (USA), M.I.T. Press, 1993
[19] Wang B.B., Cable-strut systems: Part I – Tensegrity, Journal of Constructional Steel Research, Vol.45 No.3, 1998
[20] Wang B.B., Li Y.Y., Novel Cable-strut Grids made of prisms. Part 1. Basic Theory and Design, Int. Journal Space Structures, Vol. 44 No.142, 2003
[21] Skelton R.E., Helton J.W., Adhikari R., Pinaud J.P., Chan W. An Introduction to the Mechanics of Tensegrity Structures, Dynamics and Control of Aerospace Systems, University of California, San Diego, CRC Press LLC, 2002, www.sciencedirect.com
[22] Hanaor A., Tensegrity: Theory and application, Beyond the Cube: The Architecture of Space Frames and Polyhedra, edited by J. F. Gabriel, John Wiley & Sons, Inc., 1997
[23] Connelly R., Tensegrity structures: Why are they stable?, Rigidity Theory and Applications,Thorpe and Duxbury, Kluwer Academic/Plenum Publishers, 1999, pp 47-54
[24] Tibert A.G., Pellegrino S., Deployable Tensegrity Masts, 44th Structures, Structural Dynamics and Material Conference and Exhibit, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Norfolk VA, 7-10 April 2003
[25] Motro R., Tensegrity: Structural Systems for the Future, London, Kogan Page Science, 2003
[26] Gengnagel C., Arbaitsblätter "Tensegrity", Munich: Fakultät für Architektur, Technische Universität München, 2002
[27] Burkhardt R.W., A Technology for Designing Tensegrity Domes and Spheres, Cambridge (USA), 2004, http://www.channel1.com/users/bobwb/prospect/prospect.htm
[28] Micheletti A., Modular Tensegrity Structures: The TorVergata Footbridge, Proceedings of the Colloquium Lagrangianum, Montpellier, France, November 20-22, 2003
[29] Schlaich M., Der Messeturm in Rostock – ein Tensegrityrekord, Stahlbau 72, Heft 10, 2002
[30] Snelson K., 2010 on-line http://www.kennethsnelson.net

OUTLINE OF THE MORPHOLOGY OF TENSEGRITY SYSTEMS

Summary

A tensegrity structure is a cable-bar and prestressable stable truss-like system. Unlike regular trusses, tensegrities involve cable elements that are capable of transmitting loads in one direction only. Admissible connections between elements are ball joints. External loads can only act at the joints so that no torque can be applied on the elements. Many experts have been working for the past decades on the subject. Tensegrities are of interest in structural design studies because of their aesthetic value and lightweight property. One essential problem is the initial geometry on which a tensegrity structure is based. This paper presents an introduction to the inventions of tensegrity and the evolution of classic tensegrity systems.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Jan BILISZCZUK
Jerzy ONYSYK
Politechnika Wrocławska
Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW s.c.

Wojciech BARCIK
Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW s.c.
Mostostal Warszawa S.A.

Jacek SZCZEPAŃSKI
Artur TUKENDORF
Kamil TUKENDORF
Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW s.c.

KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCYJNO - TECHNOLOGICZNE BETONOWEGO MOSTU PODWIESZONEGO W CIĄGU AUTOSTRADOWEJ OBWODNICY WROCŁAWIA

1. WSTĘP

Rys. 1. Wizualizacja mostu podwieszonego usytuowanego w ciągu AOW (podkład fotograficzny: W. Kluczewski, wizualizacja: A. Kloc).

Obszerny opis budowanego obiektu przedstawiono w pracy [1]. W niniejszym referacie podano tylko podstawowe informacje o budowanym obiekcie.

Most zaprojektowano z trzech sekcji o podobnej konstrukcji przekroju poprzecznego:

- estakady południowej E1 długości 610 m; jest to 11-przęsłowa belka z betonu sprężonego o przekroju skrzynkowym, długości przęseł są następujące: 40+2x52+56+6x60+50 m;
- mostu głównego M2 długości 612 m o konstrukcji podwieszonej do jednego pylonu; most zaprojektowano z betonu sprężonego, przęsła mają następujące rozpiętości: 50+2x256+50 m, pylon wysokości 122 m jest wspólny dla obu konstrukcji pomostu, konstrukcję nośną przęseł podwieszono dwustronnie co 12,0 m;
- estakady północnej E3 długości 520 m w postaci 9-przęsłowej belki ciągłej z betonu sprężonego, przęsła 50+7x60+50 m.

Założono, że tylko pylon zostanie pokryty barwnymi powłokami powierzchniowego zabezpieczenia. Pozostałe elementy konstrukcji (poza gzymsem) będą miały fakturę surowego betonu. Na rys. 1 przedstawiono wizualizację budowanego obiektu.

2. WYKONANIE PRZYCZÓŁKÓW I FILARÓW

Podpory stałe mostu posadowiono w sposób zróżnicowany:

- przyczółki, filary estakad, na których zastosowano łożyska stałe i podpory mostu podwieszonego posadowiono na palach wierconych średnicy 1,50 m różnej długości;
- pozostałe podpory posadowiono na wbijanych palach prefabrykowanych typu AARSLEFF.

Ponieważ wszystkie podpory stałe zostały posadowione na lądzie wykonanie ich przebiegało według typowych procedur.

3. BUDOWA PYLONU

3.1. Wykonanie fundamentu

Fundament pylonu składa się ze 160 wierconych pali żelbetowych (z iniektowaną podstawą) [6] i wieńczącej je płyty żelbetowej. Pale o długości 18,00 m i średnicy 1,50 m wykonano wiertnicą stosując osłonę otworów z wyciąganych rur stalowych. Odwierty wykonano z poziomu terenu (rzędna około 113,20 m) stosując tzw. martwy przelot o długości około 4-5 m.

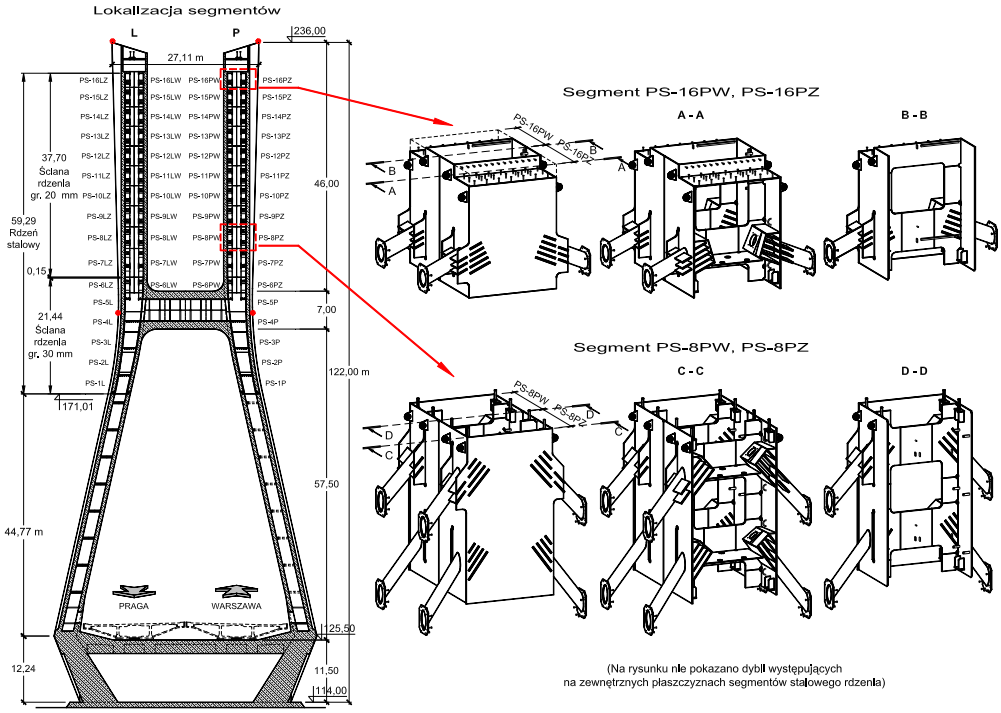
Roboty palowe wykonano pod nadzorem Politechniki Wrocławskiej, w ramach którego dla 16 pali przeprowadzono szczegółowe badania gruntu wydobywanego z otworów. Wyniki tych badań nie wykazały istotnych różnic w stosunku do rezultatów badań przeprowadzonych na etapie projektowania.

Po wykonaniu wszystkich pali wbito ściankę szczelną długości 12 m, która stanowiła również szalunek stopy. Po wykonaniu iniekcji podstaw wykonano próbne obciążenie 4 pali, które w pełni potwierdziło założenia projektowe [1,6].

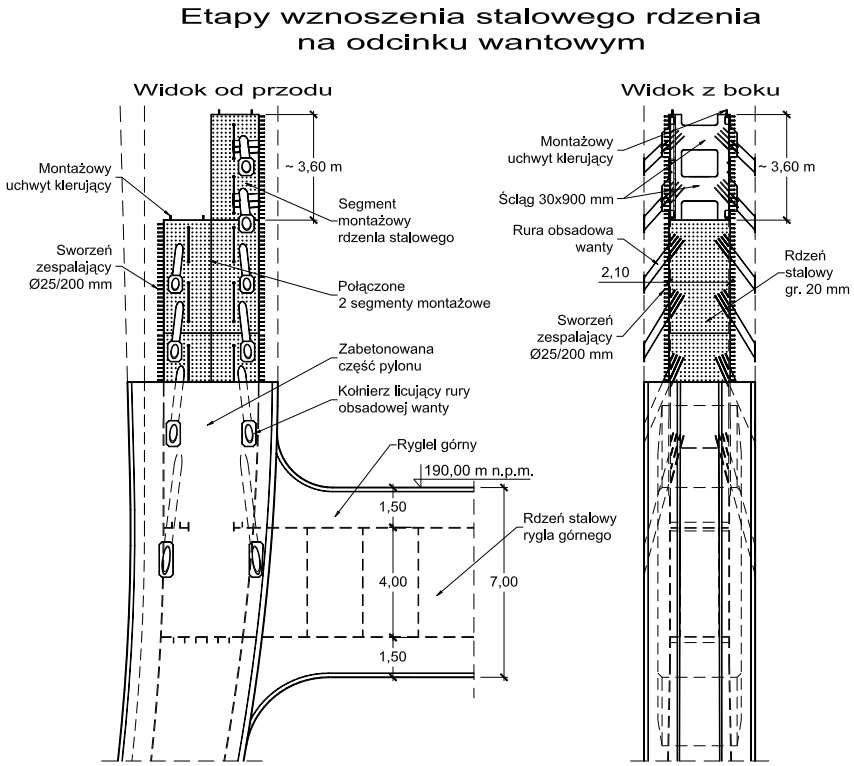
W kolejnym etapie wykonano wykop do rzędnej 107,00 m, zagęszczono grunt do stopnia 0,97 i wykonano warstwę chudego betonu o grubości 0,50 m. Po ułożeniu zbrojenia przystąpiono do betonowania płyty (stopy) wieńczącej pale. Objętość wbudowanego betonu klasy C30/37 (B35) na cemencie CMIII/A32,5N-LH/HSR/NA wynosiła 8098,5 m^3. Betonowanie stopy było skomplikowaną operacją zarówno od strony technicznej jak i logistycznej, tym bardziej, że beton układano w okresie wysokich temperatur 25-34°C (01.08 – 07.08.2009). Technologię wykonania stopy opisano w pracy [5].

3.2. Konstrukcja ramion pylonu

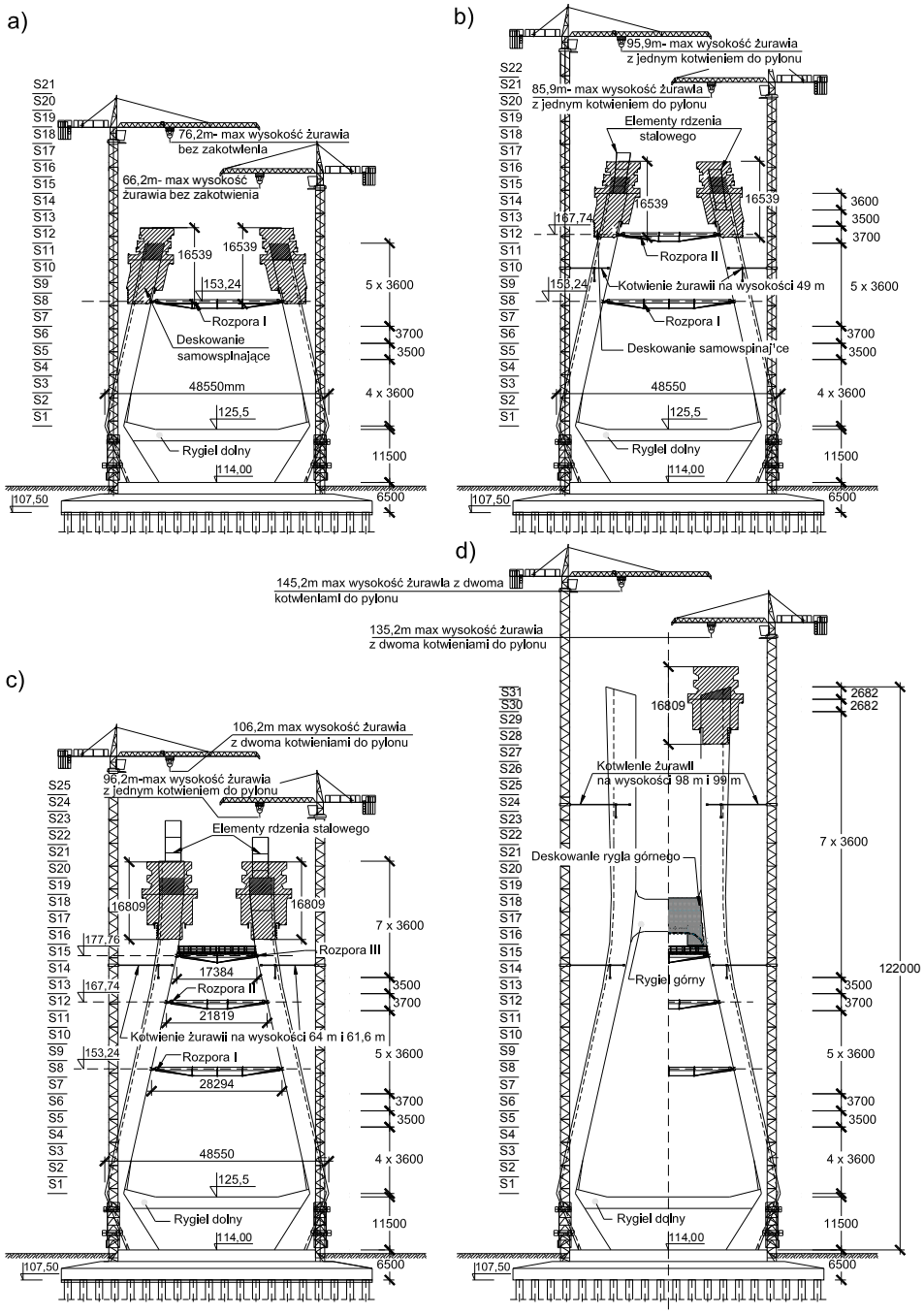
Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono konstrukcję pylonu, a na rys. 4 pokazano technologię budowy ramion pylonu i górnego rygla. Budowa wymaga wykorzystania dwóch żurawi (maksymalna wysokość 145,2 m) i dwóch (niezaznaczonych na rys. 4) zewnętrznych wind. Czas realizacji jednego etapu przewidziano na 6 dni.



Rys. 2. Konstrukcja pylonu z pokazaniem segmentów stalowego rdzenia.



Rys. 3. Idea montażu stalowego rdzenia pylona. Masa segmentów montażowych do 12 ton.



Rys. 4. Wybrane fazy budowy pylonu: a) montaż I rozpory; b) montaż II rozpory; c) montaż III rozpory; d) wykonanie rygla górnego i końcowa faza budowy.

Założono, że nogi i ramiona pylonu zostaną wykonane w 34 etapach. Pierwsze 3 etapy obejmują: wykonanie elementów nóg pylonu wychylonych na zewnątrz oraz rygla dolnego. Elementy te zostały wykonane w rusztowaniach indywidualnie zaprojektowanych (rys. 5). Rygiel dolny (rozciągany) będzie sprężony trzydziestoma kablami 31L15,7. Sprężenie będzie przeprowadzone w 4 etapach w dostosowaniu do narastającej siły rozciągającej ten element.

Pozostałe etapy (segmenty) są wykonywane w samowspinającym się deskowaniu firmy PERI. Wysokość segmentów waha się od 2,682 do 3,70 m. Z uwagi na pochylenie (od poziomu rygla dolnego) do wewnątrz ramion pylonu niezbędne jest zastosowanie trzech rozpór tymczasowych (rys. 4). Rozpory te ograniczą zginanie ramion pylonu i pozwolą

na prawidłowe kształtowanie geometrii.

Pylon ma konstrukcję hybrydową i składa się z różnych elementów (rys. 2):

- nogi pylonu i dolna część gałęzi (od dolnego rygla do rzędnej 170,01 m) są żelbetowe;
- górne części ramion mają konstrukcję zespoloną;
- rygiel dolny jest betonową belką sprężoną;
- rygiel górny to sprężona konstrukcja zespolona.

Wewnątrz pylonu zostanie umieszczony rdzeń stalowy (rys. 2). Wysokość segmentów rdzenia jest dostosowana do wysokości etapów betonowania. Styki segmentów rdzenia zaprojektowano, jako spawane. Montaż segmentów rdzenia będzie wyprzedzał betonowanie (rys. 3). Segmenty stalowe będą w pełni wyposażone.

Rys. 5. Budowa pylonu.

Beton do wysokości około 40 m będzie podawany pompami, a powyżej tej wysokości kubłami.

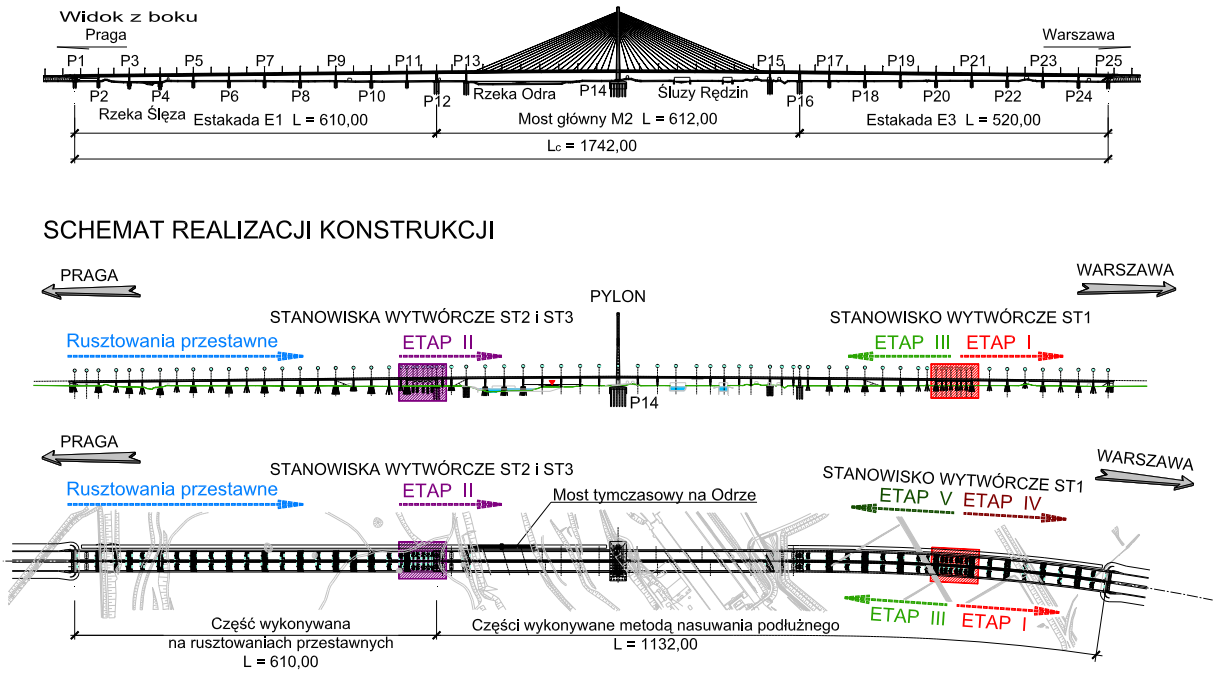
Cykl pielęgnacji betonu poszczególnego segmentu będzie następujący:

- **1 dzień** – zabetonowanie elementu, osłonięcie górnej powierzchni betonu folią lub plandeką, oczyszczenie tej powierzchni z mleczka cementowego strumieniem wody o wysokim ciśnieniu (160 atm), dalsza pielęgnacja wilgotnościowa z użyciem gąbek nasączonych wodą;
- **2-6 dzień** – rozdeskowanie, pielęgnacja powierzchni betonu materiałem zabezpieczającym EMCORIL, ewentualne owinięcie folią i zabezpieczenie termiczne, przejazdy szalunku na wyższe poziomy;

– **6-10 dzień** – element (sekcja) znajduje się w strefie najniższego poziomu szalunku ACS jest osłonięta siatką BHP o przepuszczalności 50%; dopiero po kolejnym podniesieniu się szalunku ACS sekcja jest wystawiona na działanie bezpośrednie czynników atmosferycznych.

4. BUDOWA USTROJÓW NOŚNYCH

4.1. Podstawowe założenia technologiczne



Rys. 6. Schemat realizacji mostu i estakad.

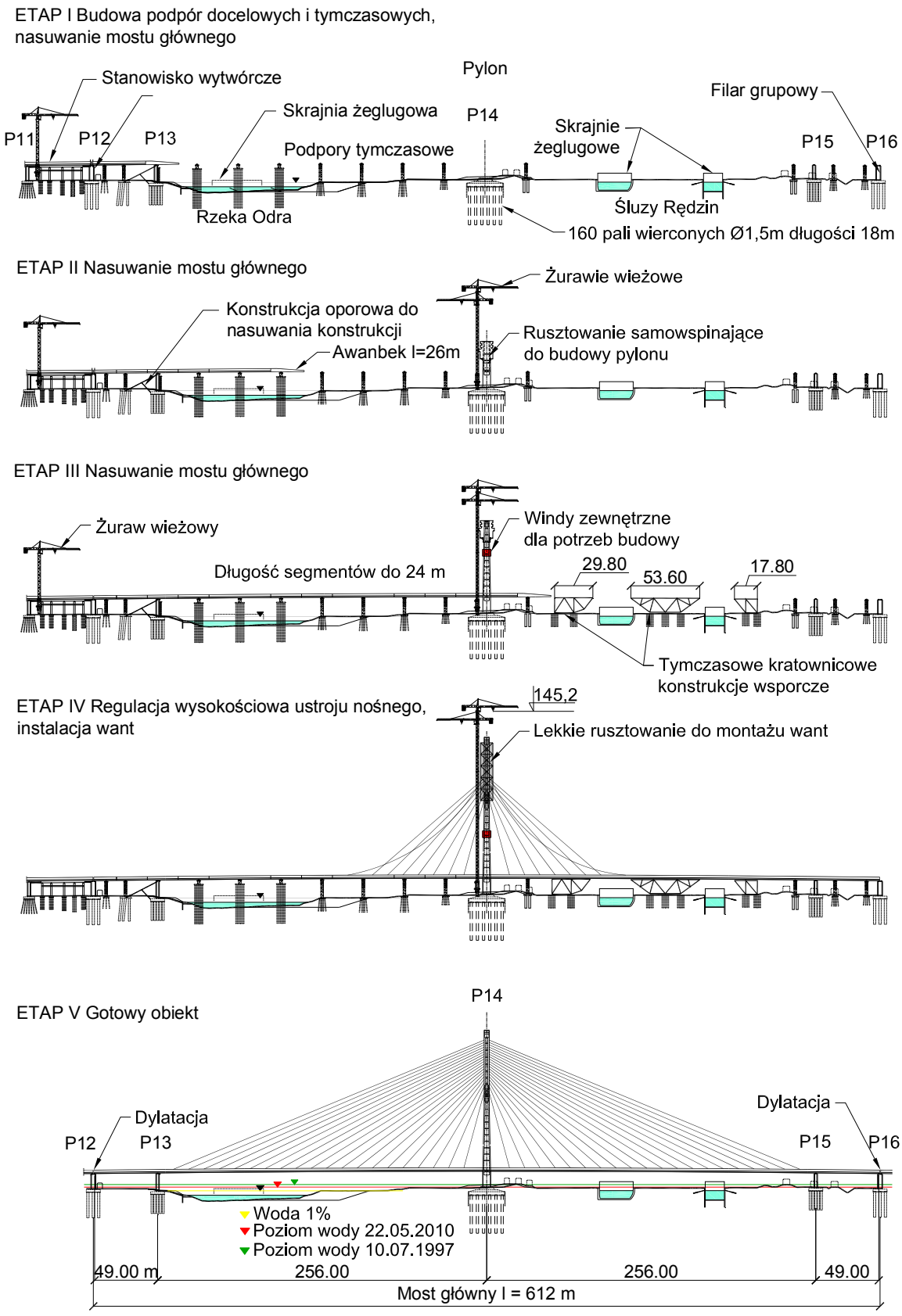
Z uwagi na kompatybilny kształt przekrojów poprzecznych ustrojów nośnych estakad E1 i E3 oraz mostu M2 [1], początkowo przyjęto, że obiekt będzie wykonany w technologii nasuwania podłużnego z użyciem podpór tymczasowych. Z uwagi na bardzo krótki termin realizacji obiektu – 30 miesięcy – plan skorygowano i przyjęto, że estakada E1 zostanie wykonana na rusztowaniach przestawnych. Ideę budowy przeprawy pokazano na rys. 6, natomiast na rys. 7 przedstawiono technologię budowy mostu głównego.

Przewidziano 3 stanowiska wytwórcze dla metody nasuwania podłużnego:

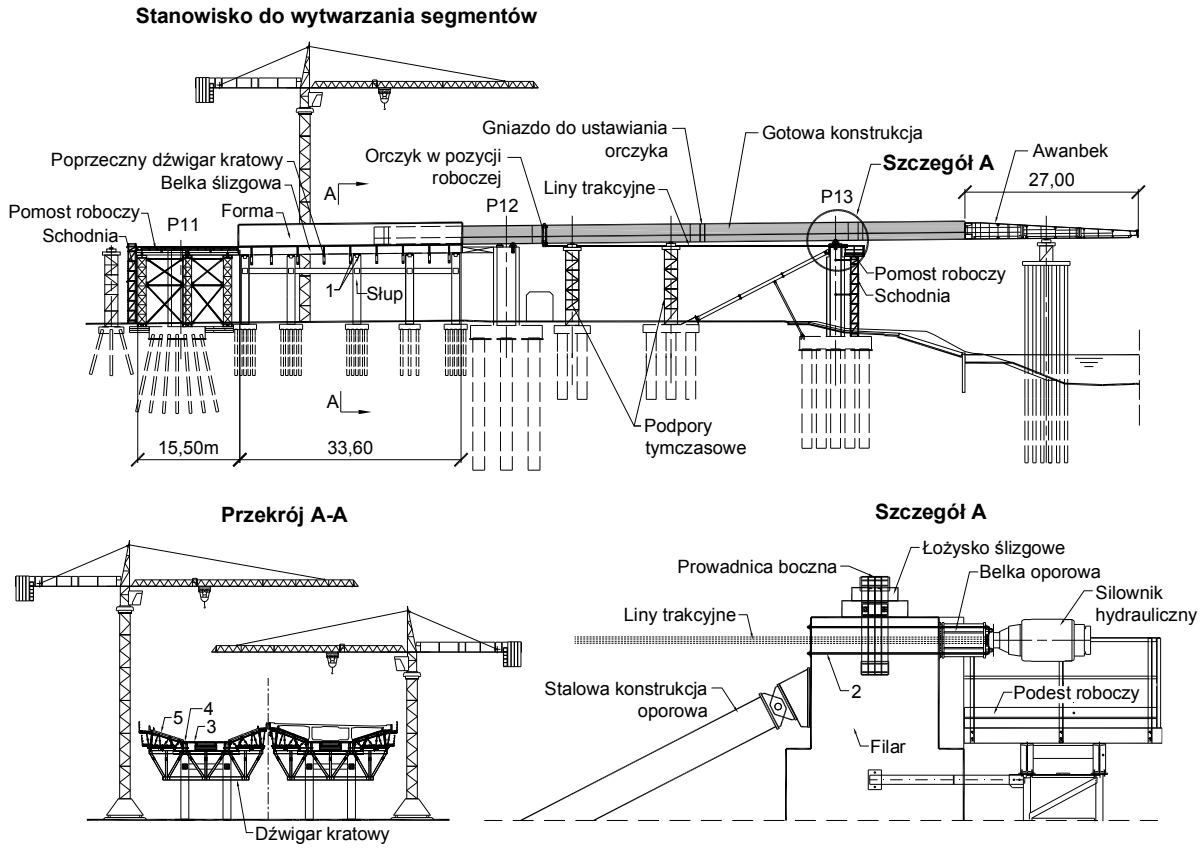
a) Stanowisko ST1 usytuowane w pobliżu podpory P20 estakady E3, z którego zostaną wykonane kolejno obie nitki tej estakady. Usytuowanie stanowiska w środku długości estakady wynika z faktu, iż jest ona położona w planie na krzywej przejściowej i łuku kołowym o R = 3160 m. Obie części różnią się geometrią osi podłużnej. W pierwszej kolejności wykonano część północną nasuwając konstrukcję w kierunku przyczółka P25, a później część południową (nitki wschodniej) nasuwając w kierunku podpory grupowej P16. Po nasunięciu obu części zostały one połączone. Po wykonaniu nitki wschodniej stanowisko zostało przemieszczone poprzecznie i w sposób analogiczny jest wykonywana nitka zachodnia.

b) Bliźniacze stanowiska wytwórcze ST2 i ST3 usytuowano między podporami P11 i P12. Przy ich wykorzystaniu jest wykonywany most M2 (rys. 8).

Zastosowano dwa zestawy (stanowiska) rusztowań przestawnych dla realizacji estakady E1.



Rys. 7. Technologia budowy mostu głównego M2.



Rys. 8. Konstrukcja stanowisk ST2 i ST3 do wytwarzania segmentów mostu M2. Urządzenia trakcyjne.

4.2. Wytwarzanie segmentów

Produkcja segmentów estakad i mostu głównego przebiega w czterech podstawowych fazach:

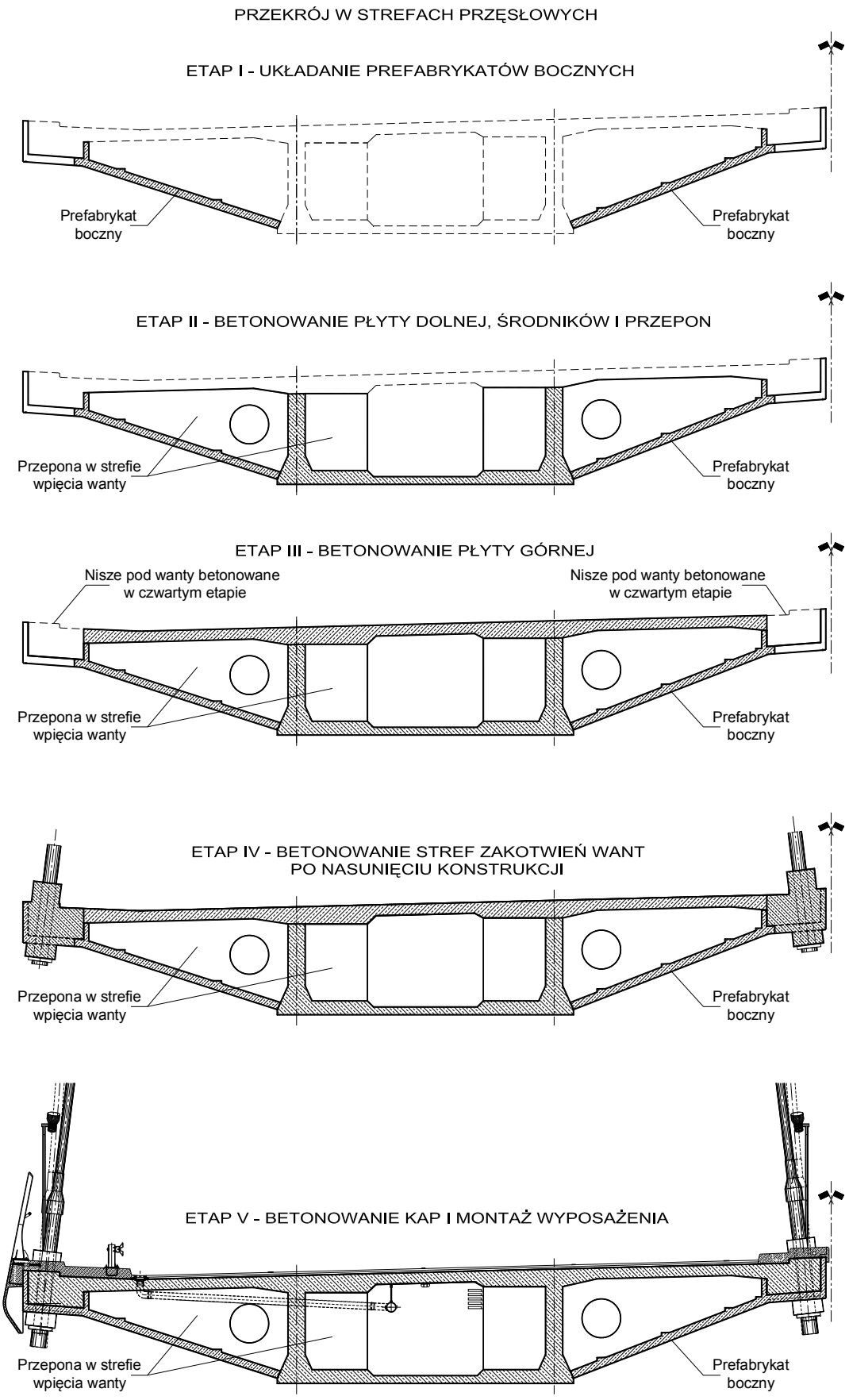
- układanie prefabrykatów bocznych;
- betonowanie płyty dolnej i środników;
- betonowanie płyty górnej;
- napięcie kabli centrycznych i wysunięcie segmentu.

Czas wykonania jednego segmentu wynosi od 9 do 14 dni.

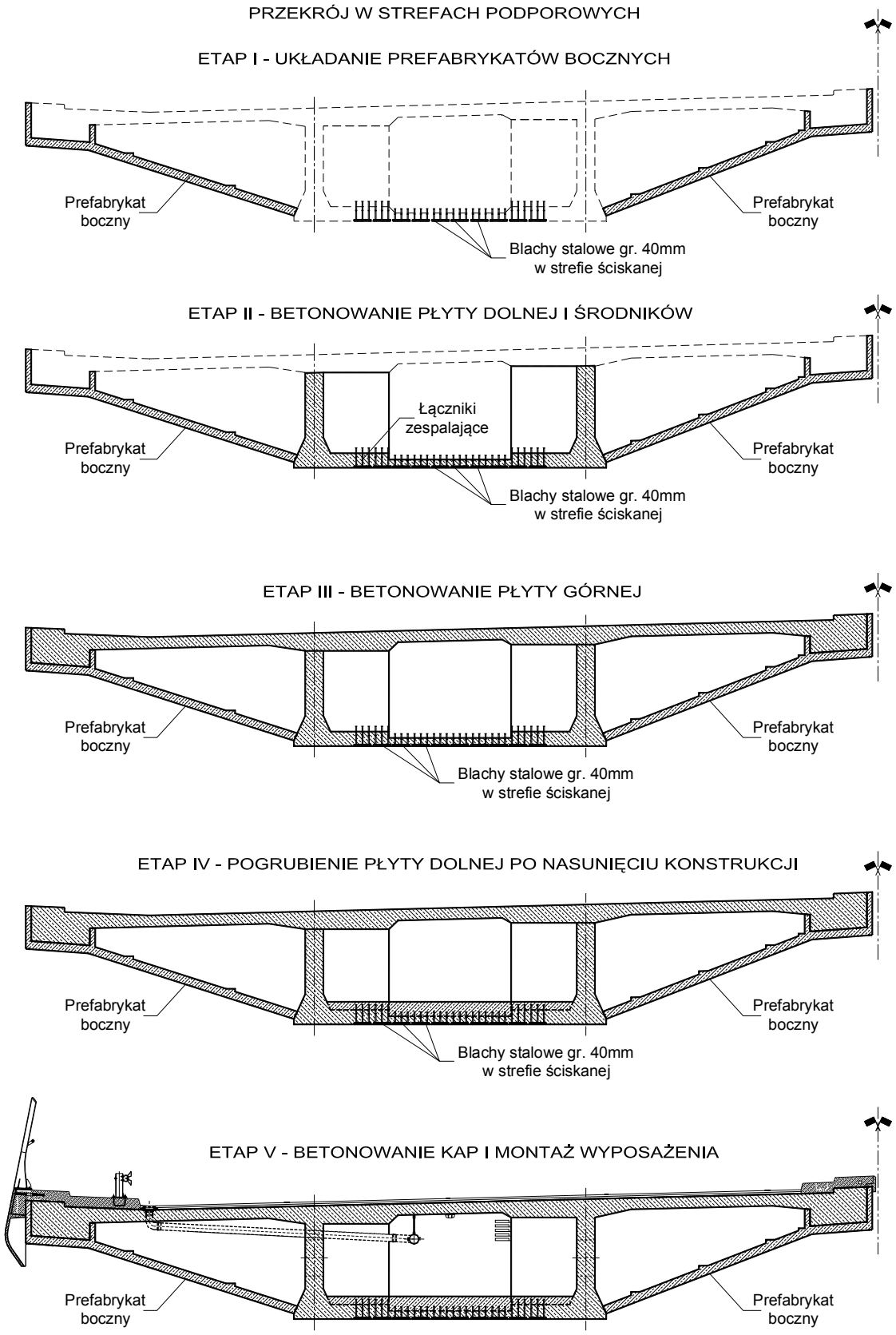
Po nasunięciu konstrukcji wykonywane będą dodatkowe prace związane z uzupełniającym betonowaniem niektórych elementów (np. segmentów łącznikowych w estakadach, pogrubienie płyty dolnej, itp.) oraz osadzaniem dolnych zakotwień want w moście. Następnie zostanie zainstalowane i napięte zewnętrzne sprężenie docelowe.

Na rysunkach 9 i 10 pokazano sposób kształtowania ustroju nośnego mostu M2 w strefach podwieszenia (rys. 9) i podporowych (rys. 10). Natomiast widok gotowego segmentu pokazano na rys. 11.

Obie nitki mostu M2 są realizowane równolegle. Maksymalna długość segmentów mostu wynosi 24 m. Maksymalna rozpiętość przęseł w fazie nasuwania mostu M2 wynosi 33,35 m.



Rys. 9. Kształtowanie ustroju nośnego mostu w strefie podwieszenia.



Rys. 10. Kształtowanie ustroju nośnego mostu w strefach podporowych (nad podporami P13, P14 i P15).

Rys. 11. Przekrój mostu w przęśle balastowym 15-16.

4.3. Aktualny stan budowy

Do połowy maja 2010 roku (rys. 12) wykonano:

- wszystkie podpory obiektu;
- dolną część pylonu do wysokości 31,06 m;
- 57% ustroju nośnego estakady E3;
- 51% ustroju nośnego mostu głównego M2;
- 16% ustroju nośnego estakady E1.

W sumie wykonano 1393,00 m ustrojów nośnych z 3484 m. Tempo budowy obiektu (przy wykorzystaniu pięciu stanowisk) przed powodzią sięgało ponad 300 m ustroju nośnego na miesiąc.

Rys. 12. Ogólny widok placu budowy estakady E3 i mostu M2 (fot.: W. Kluczewski) – 22 maja 2010 roku.

5. ZAKOŃCZENIE

Na etapie projektowania konstrukcji mostu i technologii jego budowy wykorzystano doświadczenia zawarte w następujących publikacjach [3,4,7,8,9,10].

Budowa mostu w ciągu AOW jest procesem trudnym i złożonym zarówno pod względem technicznym jak i organizacyjnym. Na wiarygodne podsumowanie tego procesu trzeba poczekać do zakończenia budowy.

***

Uczestnicy procesu inwestycyjnego:

Zamawiający:	Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Oddział we Wrocławiu
Projekt budowlany:	Arcadis Sp. z o.o., BBKS Projekt Sp. z o.o., Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW s.c. i Mosty Katowice Sp. z o.o., projekt konstrukcji mostu opracował Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW s.c.
Projekt wykonawczy:	konsorcjum Zespół Badawczo-Projektowy MOSTY-WROCŁAW s.c., Freyssinet Polska Sp. z o.o., Nadolny s.c.
Doradztwo naukowe Zamawiającego:	konsorcjum Politechnika Warszawska i Politechnika Gdańska
Nadzór:	Egis Route – Scetauroute S.A., Oddział w Polsce, Biprogeo Projekt Sp. z o.o.
Wykonawca:	Mostostal Warszawa S.A. i Acciona

Literatura

[1] BILISZCZUK J. + zespół: Most podwieszony w ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia – projekt. Seminarium Wrocławskie Dni Mostowe „Obiekty mostowe na autostradach i drogach ekspresowych", Wrocław 26-27 listopada 2009. DWE.

[2] BILISZCZUK J., ONYSYK J., SADOWSKI K., BARCIK W., PRABUCKI P., RUDZE J., SZCZEPAŃSKI J., SUŁKOWSKI M.: Obiekty mostowe w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia. Inżynieria i Budownictwo, nr 1-2/2008.

[3] BILISZCZUK J., ONYSYK J., WĘGRZYNIAK M., PRABUCKI P., RUDZE J., SZCZEPAŃSKI J.: Rozwiązania konstrukcyjne zastosowane w projekcie estakady w ciągu Obwodnicy Śródmiejskiej Wrocławia. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2002.

[4] BILISZCZUK J.: Mosty podwieszone. Projektowanie i realizacja. Arkady, Warszawa 2005.

[5] CZKWIANIANC A., PAWLICA J., WALENDZIAK R.: Technologia betonowania fundamentu pod pylon mostu przez rzekę Odrę w ciągu autostrady A8. Seminarium Wrocławskie Dni Mostowe „Obiekty mostowe na autostradach i drogach ekspresowych", Wrocław 26-27 listopada 2009.

[6] DEMBICKI E., CUDNY M., KRASIŃSKI A.: Opracowanie sposobu posadowienia podpory P14 pylonu mostu podwieszonego w ciągu AOW (A8) nad rzeką Odrą we Wrocławiu. Przedsiębiorstwo GEOSYNTEX Gdynia, Październik 2008.

[7] GÖHLER B., PEARSON B.: Incrementally Launched Bridges. Design and Construction. Ernst&Sohn. Berlin 2000.

[8] Guide de ponts poussés. AFGC. Presses Pontes et chausses. Paris 1999.

[9] STAŃCZYK A.: Technologia budowy pylonów mostu Siekierkowskiego. Inżynieria i Budownictwo, nr 1/2002.
[10] FLAGA K.: Możliwość stosowania cementów z dodatkami w polskim mostownictwie. Seminarium Wrocławskie Dni Mostowe „Technologiczne aspekty w projektowaniu i budowie mostów betonowych", Wrocław 23-24 listopada 2006. DWE.

STRUCTURAL AND TECHNOLOGICAL SKAPING OF CONCRETE CABLE STAYED BRIDGE ALONG HIGHWAY RING ROAD OF WROCŁAW

Summary

The largest bridge of the highway ring road of Wroclaw will be a cable stayed bridge over the Odra River near Rędzin stage of fall. The river flows there in its main bed, while inland navigation uses additional channel with two locks. An island with several residential buildings is located between the river and the channel. It has its own connections with mainland over the lock gates in inland navigation channel. The pylon of the new highway bridge will be placed on the island.

The designed bridge is 1742 m long and consists of:

- south flyover 610 m long (40+2x52+56+6x60+50 m). It is a continuous eleven span prestressed concrete box structure,
- main bridge 612 m long (50+2x256+50 m) with two separate decks connected to a single concrete H-shaped pylon.
- north flyover 520 m long (50+7x60+50 m), continuous girders made of prestressed concrete.

The bridge is being erected with application of longitudinal launching method and temporary supports. Segments prefabrication is being held on three assembly stands. Maximal segments length is 32 m for viaducts and 24 for the main bridge. The pylon is being built with application of moving scaffoldings. The expected erection time is 30 months.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Tomasz DOMAŃSKI
Politechnika Krakowska

CZĘŚCIOWE WSPÓŁCZYNNIKI BEZPIECZEŃSTWA KONSTRUKCJI DREWNIANYCH

1. WPROWADZENIE

Oddziaływanie poziomu obciążeń na parametry wytrzymałościowe drewna jest jednym z podstawowych cech odróżniających drewno i materiały drewnopochodne od innych materiałów budowlanych takich jak stal , beton, żelbet. Normy projektowania konstrukcji budowlanych krajowe, zagraniczne są opracowywane obecnie w oparciu o metody probabilistyczne. Metody te uwzględniają założony poziom bezpieczeństwa konstrukcji definiowanych w miarach prawdopodobieństwa, wprowadza się częściowe współczynniki bezpieczeństwa, wartości charakterystyczne i obliczeniowe. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa stosuje się do formuł deterministycznych także końcowy poziom prawdopodobieństwa awarii nie zawsze pokrywa się z założonymi. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa określane powinny być w praktyce w oparciu normę PN-EN 1990

Charakterystyki mechaniczne drewna zależą od wielu czynników takich jak gatunek drewna, lokalizacja geograficzna, specyfika i lokalne warunki dorastania pnia. Drewno jest złożonym materiałem budowlanym. Drewno jest materiałem ortotropowym składającym się włókien o wysokiej wytrzymałości przeważnie ukierunkowanych wzdłuż osi pnia. Charakterystyki materiałowe takie jak wytrzymałość przy zginaniu, moduł sprężystości przy zginaniu zależą od ukierunkowania momentu zginającego w stosunku do osi zginanej belki. Nieregularności w ukierunkowaniu włókien w stosunku do osi belki drewnianej, układ sęków, szczelin w drewnie maja decydujący wpływ na nośność belki drewnianej. Tylko niewielkie laboratoryjne - tzw „czyste” próbki elementów drewnianych są niezależne od wpływu wspomnianych czynników i mogą stanowić materiał do badań własności mechanicznych drewna. Parametry wytrzymałościowe zmieniają się z uwagi na „degradacje „struktur wewnętrznych drewna w czasie pod stałym lub quasi-stałym obciążeniem. Parametry wytrzymałościowe drewna klejonego, fornirów klejonych również zmieniają się w czasie pod wpływem obciążeń zewnętrznych. Okres oddziaływań ma istotny wpływ na cechy wytrzymałościowe drewna. Istotne jest określenie intensywności obciążeń w porównaniu do wytrzymałości, częstości występowania istotnych obciążeń w czasie, ich maksymalnych wartości oraz odstępów wolnych od obciążeń. W niniejszej pracy przedstawione zostaną wnioski dotyczące wpływem obciążeń śniegiem na konstrukcje drewniane. Obciążenie i stopień wytężenia wpływa na wartości modułów sprężystości , modułów odkształcenia postaciowego oraz modułów podatności złącz elementów drewnianych.

2. CZĘŚCIOWY WSPÓŁCZYNNIK ODKSZTAŁCEŃ k_{def}

Współczynniki sprężystości odkształcenia podłużnego i poprzecznego oraz współczynnika dla sztywności dla połączeń określane są przez formuły[1]:

Dla długotrwałego (końcowego) oczekiwanego modułu sprężystości podłużnej $E_{mean\,fin}$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \tag{1}$$

Dla długotrwałego (końcowego) oczekiwanego modułu odkształcenia postaciowego $G_{mean\,,fin}$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \tag{2}$$

Dla długotrwałego(końcowego) oczekiwanego modułu podatności złączy $K_{mean,fin}$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \tag{3}$$

gdzie

E_{mean} - średni „chwilowy" moduł sprężystości podłużnej,

G_{mean} - średni „chwilowy" moduł odkształcenia postaciowego,

K_{ser} - moduł „chwilowy" złączy,

k_{def} - współczynnik odkształceń,

W przypadku kombinacji obciążeń quasi-stałych odkształcenia końcowe wynoszą:

a- od obciążeń stałych $u_{fin,G}$

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def\,})\,) \tag{4}$$

b- od obciążeń zmiennych dominujących $u_{fin,Q,1}$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,i}(1 + \psi_{2,1} k_{def\,})\,) \tag{5}$$

c- od obciążeń zmiennych towarzyszących $u_{fin,Q,i}$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def\,})\,) \tag{6}$$

d- oraz całkowite końcowe odkształcenia u_{fin} określa się jako;

$$u_{fin} = \sum u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \sum u_{fin,Q_i} \tag{7}$$

gdzie:

$u_{inst,G}$ - odkształcenia chwilowe od obciążeń stałych,

Odkształcenia określane są dla modułów sprężystości podłużnej, modułu odkształcenia postaciowego oraz modułu podatność dla kombinacji quasi-stałej.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{\left(1+\psi_2 k_{def}\right)} \tag{8}$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{\left(1+\psi_2 k_{def}\right)} \tag{9}$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{\left(1+\psi_2 k_{def}\right)} \tag{10}$$

Współczynniki k_{def} określane są na podstawie tablic zawartych w PN-EN 1995-1-1

Tablica 1. Wartości współczynnika k_{def}.

Materiał	Norma	Klasa użytkowania	Klasa trwania obciążenia				
			Działanie stałe	Działanie długotrwałe	Działanie średniotrwałe	Działanie krótkotrwałe	Działanie chwilowe
Drewno lite	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Drewno klejone warstwowo	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Częściowe współczynniki obciążeniowe wyznacza się jak następuje wg PN-EN 1990

Tablica 2. Wartości współczynników ψ_0, ψ_1, ψ_2.

Kategoria obciążenia zmiennego	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A: powierzchnie mieszkalne	0,7	0,5	0,3
B: powierzchnie biurowe	0,7	0,5	0,3
C: miejsca zebrań	0,7	0,7	0,6
D: powierzchnie handlowe	0,7	0,7	0,6
E: powierzchnie magazynowe	1,0	0,9	0,8
Obciążenie śniegiem H>1000 m n.p.m.	0,7	0,5	0,2
Obciążenie śniegiem H<1000 m n.p.m.	0,5	0,2	0,2
Obciążenie wiatrem	0,6	0,2	0
Temperatura	0,6	0,5	0

W ostatnich dwudziestu latach znacznie rozwinęły się metody projektowania elementów konstrukcji drewnianych w oparciu o tzw metodę współczynników częściowych zwaną też probabilistyczna metodą poziomu drugiego. Ponadto, zakres wiedzy związanej z oddziaływaniem na konstrukcje obciążeń stałych, zmiennych stale się powiększa. Metody badań własności mechanicznych drewna są obecnie na bardzo wysokim poziomie co daje podstawy do formułowania zaawansowanych modeli zachowania się elementów konstrukcji drewnianych pod obciążeniami krótkotrwałymi oraz długotrwałymi.

3. CZĘŚCIOWY SPÓŁCZYNNIK WYTRZYMAŁOŚCI DREWNA k_{mod}

Własności mechaniczne drewna obniżają się w czasie pod wpływem działania obciążeń zewnętrznych stałych i zmiennych w czasie. W definiowaniu wartości obliczeniowej wytrzymałości drewna długotrwałej f wprowadza się parametr redukujący krótkotrwałą wytrzymałość drewna $f_{0.}$ w postaci współczynnika k_{mod}, opisany w Euronormie EC5.

$$f = f_0 \; k_{mod} \tag{11}$$

Tradycyjnie współczynnik k_{mod} był określany na podstawie badań doświadczalnych. Obecnie wyznacza się go w oparciu o historię obciążeń oraz metody probabilistyczne związane z odpowiednim modelem zniszczenia [2], [3], .[4], [5], [6] W Euronormie EC 5 współczynnik k_{mod} jest definiowany przy uwzględnieniu takich czynników jak wilgotność elementu drewnianego i jego otoczenia oraz historia obciążenia elementu drewnianego. Mechanizm, powodujący obniżenie własności mechanicznych drewna ,określany jest jako kruche zniszczenie włókien drewna (creep rapture) w niniejszej pracy opisywany będzie przez model zniszczenia Gerhard'a [7].

Podstawowy model zniszczenia określa się w następującej formie:

$$d\alpha/dt = F[\sigma(t),X] \tag{12}$$

gdzie t – czas, α - stan zniszczenia od 0 (brak zniszczenia) do 1 (zniszczenie), funkcja F(.) ma stałe X estymowane na podstawie badań, $\sigma(t)$ – jest to stosunek naprężeń do wytrzymałości krótkotrwałych drewna.

C. C. Gerhards w pracy [7] przedstawił model stopnia zniszczenia elementu drewnianego w czasie:

$$\frac{d\alpha}{dt} = exp(-A + B\frac{\sigma}{fo}) \; . \tag{13}$$

gdzie A i B są stałymi określanymi na podstawie badań doświadczalnych. σ jest stopniem wytężenia w czasie jako skutek historii obciążeń, *fo* jest krótkotrwałą wytrzymałością elementu drewnianego

Rozwiązaniem formuły (3) jest zależność funkcyjna:

$$\frac{\sigma}{fo} = \frac{A}{B} - ln\frac{10}{B}log\, t = a - b\log t \, , \tag{14}$$

gdzie

$$a = \frac{A}{B} + \varepsilon \qquad b = \frac{ln\, 10}{B} \, , \tag{15}$$

ε parametr określający zmienność, niedoskonałość modelu (13).

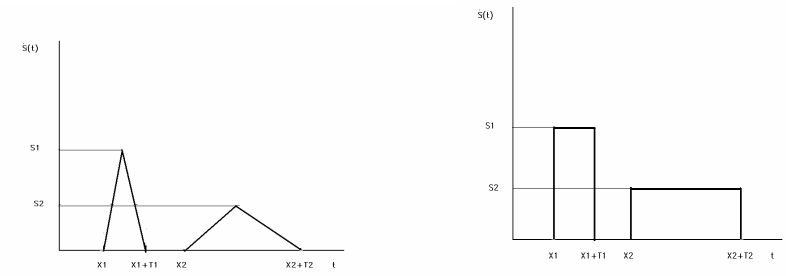
Przy założeniu stałych obciążeń i uznając wartość f jako wytrzymałość po okresie czasu obciążeń t rozwiązanie równania (14) przedstawia się następująco:

$$\frac{f}{fo} = \frac{1}{B} ln(1 + (1 - \alpha)(\exp B - 1)) . \tag{16}$$

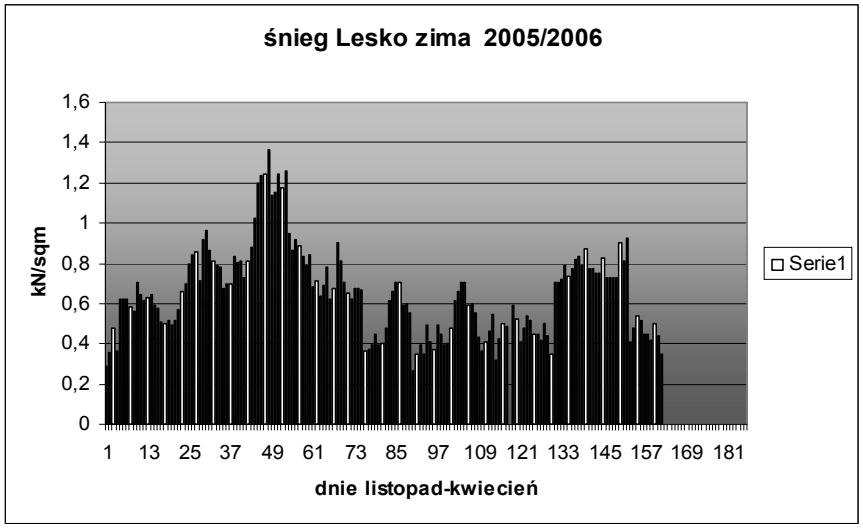
Wyrażenie to stosowane jest przy uwzględnieniu postępującej degradacji włókien mikrostruktury drewna w czasie eksploatacji pod obciążeniami stałymi w całym czasie eksploatacji

4. OBCIĄĘNIE ŚNIEGIEM LESKO

Stochastyczny model obciążenia śniegiem oparty jest na podstawie danych pomiaru wysokości pokrywy śnieżnej oraz odpowiednich równoważników wodnych wykonanych w stacji meteorologicznej w Lesku woj. Podkarpackie [8]. Dane te stanowią podstawę do określania obciążenia śniegiem na 1 metr kwadratowy gruntu w danej strefie śniegowej. Intensywność opadów śniegu a co za tym idzie intensywność obciążeń w czasie jest modelowana rozkładem prostokątnym lub trójkątnym. Intensywność opadów S(t) oraz częstość X_i modelowana jest jak następuje:



Rys. 1 Model obciążenia śniegiem. Po lewej trójkątny. Po prawej prostokątny



Rys. 2 .Obciążenie śniegiem w sezonie 2005-2006 Lesko

Występowanie "pakietów" śnieżnych w czasie *X1, X2* modelowana jest przez proces Poisson'a [3].

Rozkład odstępów czasowych pomiędzy „pakietami śnieżnymi określany jest przez parametry rozkładu ekspotencjalnego z wartością oczekiwaną $1/\lambda$=0.85, gdzie λ= 1.18 oczekiwana ilość „pakietów" śnieżnych na rok.

- Rozkład maksimów rocznych opadów śniegu podlega rozkładowi Gumela
- z wartością oczekiwaną $\mu_S = 0{,}78\ kN/m^2$
- i odchylenie standardowe $\sigma_S = 0.31\ kN/m^2$
- Okres trwania „pakietu" śnieżnego T modelowany jest przez iloraz $X_t S_m$
- o wartościach proporcjonalnych do maksimów rocznych
- Wartość oczekiwana X_t, $\mu_{Xt} = 65dni/(kN/m^2)$

Wartości charakterystyczne $P_{SG,char}$ obciążeń śniegiem na 1m^2 gruntu określa się przy założonym okresie odniesienia np. T = 50 lat. Dystrybuanta rozkładu Gumela powinna spełniać warunek:

$$exp\left[-\left(\frac{u}{P_{SG,char}}\right)^k\right] = \left(1-\frac{1}{T}\right). \tag{17}$$

Parametry u, k funkcji rozkładu Gumela określa się na podstawie średniej wartości maksymalnych rocznych obciążeń śniegiem μ_S oraz ich odchyleń standardowych σ_S.

$$\left(\frac{\sigma_S}{\mu_S}\right)^2 = \frac{\Gamma\left(1-\frac{2}{k}\right)-\Gamma^2\left(1-\frac{1}{k}\right)}{\Gamma\left(1-\frac{1}{k}\right)}, \tag{18}$$

$$\mu_S = u\Gamma\left(1-\frac{1}{k}\right), \tag{19}$$

Parametry rozkładu Gumela obciążenia śniegiem dla Leska.

$u = 0{,}624\ kN/m^2$
$k = 4{,}082,$

wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem na 1m^2 gruntu dla Leska woj. podkarpackie $P_{SG,char} = 1{,}62\ kN/m^2$

4. ESTYMACJA WSPÓŁCZYNNIKA k_{mod}

Należy określić funkcję stanu granicznego dla sytuacji początkowej *go* oraz końcowej *gk* w postaci:

$$go = Z f_0 X_R - P(G,Q) \tag{20}$$

$$gk = Z\, fo(1-a)\, X_R - P(G,Q) \tag{21}$$

a następnie częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla sytuacji początkowej $\gamma_s(go, \beta)$ oraz końcowej $\gamma_k(gk, \beta)$ przy zadanym wskaźniku bezpieczeństwa $\beta=4.8$ oraz okresie odniesienia T=50 lat.

gdzie:

fo – krótkotrwała wytrzymałość elementu drewnianego
Z, X_R współczynnik kształtu i materiałowy odpowiednio,
$P(G,Q)$ – efekty oddziaływań stałych i zmiennych
α - stan zniszczenia elementu drewnianego

wartości współczynnika k_{mod} wyznacz się z relacji:

$$k_{mod} = \gamma_s(go, \beta) / \gamma_k(gk, \beta) \tag{22}$$

W tablicy 1 przedstawiono wyniki obliczeń wartości k_{mod} w zależności od intensywności opadów śniegu

Tablica 3 Wartości współczynników k_{mod}.

μ_{XT}/120dni/(kN/m^2)	k_{mod}
1.0	0,68
0.5	0,69
0.25	0,70
0.20	0,72
0.15	0,77
0.10	0,80
0.05	0,82

5. WNIOSKI

Normy projektowania konstrukcji budowlanych krajowe, zagraniczne są opracowywane obecnie w oparciu o metody probabilistyczne. Metody te uwzględniają założony poziom bezpieczeństwa konstrukcji definiowanych w miarach prawdopodobieństwa, wprowadza się częściowe współczynniki bezpieczeństwa, wartości charakterystyczne i obliczeniowe. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa stosuje się do formuł deterministycznych tak, że końcowy poziom prawdopodobieństwa awarii nie zawsze pokrywa się z założonym. Wpływ historii obciążeń na nośność elementów drewnianych jest bardzo istotny. Charakterystyki mechaniczne drewna zależą od wielu czynników takich jak gatunek drewna, lokalizacja geograficzna, specyfika i lokalne warunki dorastania pnia. Drewno jest złożonym materiałem budowlanym. Drewno jest materiałem ortotropowym składającym się włókien o wysokiej wytrzymałości przeważnie ukierunkowanych wzdłuż osi pnia. Charakterystyki materiałowe takie jak wytrzymałość przy zginaniu, moduł sprężystości przy zginaniu zależą od ukierunkowania momentu zginającego w stosunku do osi zginanej belki. Nieregularności w ukierunkowaniu włókien w stosunku do osi belki drewnianej, układ sęków, szczelin w drewnie maja decydujący wpływ na nośność belki drewnianej. Tylko niewielkie laboratoryjne - tzw „czyste” próbki elementów drewnianych są niezależne od wpływu wspomnianych czynników i mogą stanowić materiał do badań własności

mechanicznych drewna. W normie PN-EN 1995 1-1 wartości współczynników k_{mod} zależne sa od klasy konstrukcji oraz długotrwałości działań obciążeń. Na podstawie przeprowadzonych badań [9] można stwierdzić, iż wartość współczynnika k_{mod} zależą również od położenia obiektu, inne będą dla obszarów nizinnych a inne dla obszarów górskich. W niniejszej pracy wartość współczynnika k_{mod} dla Leska dla obciążeń śniegiem wynosi k_{mod}=0.69. Wartość k_{mod}=0.80 zawarta w PN-EN 1995 1-1 dla obciążeń śniegiem - średniotrwałych różni się o 20% na niekorzyść bezpieczeństwa w stosunku do wartości obliczonych dla Leska ($k_{mod,Lesko}$=0.69).

Literatura

[1] PN-EN 1995-1-1 Projektowanie konstrukcji drewnianych
[2] Kohler J., Sorensen J., Faber M., Probabilistic modeling of timber structures. Structural Safety 29 (2007) 255-267.
[3] Sorensen J., Svensson S., Stang *B.,* Reliability-based calibration of load duration factors for timber structures. Structural Safety 27 (2005) 153-169
[4] Faber M., Kohler J., Sorensen J., Probabilistic modeling of graded timber material properties .Structural Safety 26 (2004) 295-309
[5] Rosowsky D., Bulleit M., Load duration effect in wood members and connections: order statistics and critical loads. Structural Safety 24(2002) 347-362
[6] COST Action E 24, Reliability of timber structures. Several meetings and Publication: www.km.fgg-uni-lj.si/coste24/coste24.htm ;2005
[7] Gerhards C. C. Time related effects on wood strength: a linear cumulative damage theory. Wood Sci 1979; 11(3);139-44
[8] Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej oddział w Krakowie
[9] Domański T. Snow Load Duration Effects on Timber Roofs Safety. 10th International Conference " Modern Buildings, Materials and Techniques. Vilnius 2010.

PARTIAL SAFETY FACTORS OF TIMBER STRUCTURES

Summary

Load duration behavior is one of the most significant effects distinguishing timber materials from other structural materials. The stochastic damage accumulation process has been investigated. Safety assessments of structures built in the past require taking into consideration many different parameters. These parameters are mostly random and describe materials characteristics, actions and history of actions. The load bearing capacity of timber structures decreases with time. It depends on the type of load and timber. Strength reduction effects, referred to as creep-rupture effects, due to long term loading at high stress ratio levels are known for many materials. Timber materials are highly affected by this reduction in strength with duration of load factors.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Artur DUCHACZEK
Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. gen. T. Kościuszki we Wrocławiu
Zbigniew MAŃKO
Instytut Budownictwa, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

BADANIA ZMĘCZENIOWE DŹWIGARA STALOWEGO ZE SZCZELINĄ W ŚRODNIKU

1. WSTĘP

Jak podaje S. Kocańda [1] już od kilku lat teoretyczne i doświadczalne zależności sformułowane dla wytrzymałości niskocyklowej są z powodzeniem przystosowywane również do obliczeń wytrzymałości wysokocyklowej. Podczas określania trwałości zmęczeniowej stalowych elementów można skorzystać ze wzoru Masona-Coffina (1), który w stosunkowo prosty sposób przedstawia zależność między graniczną amplitudą odkształcenia plastycznego $\varepsilon_{a,pl}$ a liczbą cykli obciążeń koniecznych do zniszczenia elementu N_f [1]:

$$\varepsilon_{a,pl} = \varepsilon_f^{'}(2N_f)^c, \tag{1}$$

gdzie $\varepsilon_f^{'}$ jest współczynnikiem, a c wykładnikiem plastyczności przy obciążeniu zmiennym.

W praktyce obliczeniowej często zachodzi konieczność uwzględniania amplitudy odkształcenia całkowitego $\varepsilon_{a,c}$ o składowych amplitudach odkształcenia sprężystego $\varepsilon_{a,s}$ i plastycznego $\varepsilon_{a,pl}$ w formie (2) [1]:

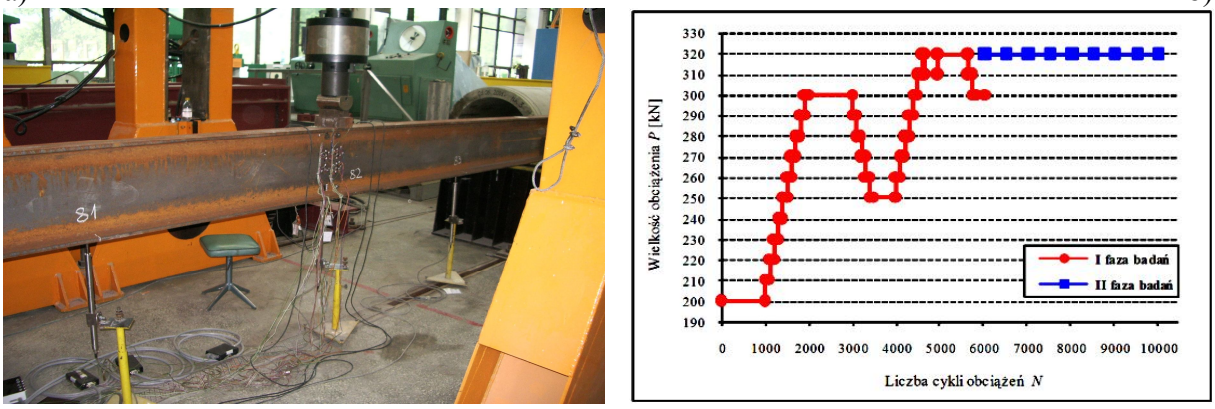
$$\varepsilon_{a,c} = \varepsilon_{a,s} + \varepsilon_{a,pl} = \frac{\sigma_f^{'}}{E}(2N_f)^b + \varepsilon_f^{'}(2N_f)^c, \tag{2}$$

gdzie $\sigma_f^{'}$ jest współczynnikiem wytrzymałości zmęczeniowej, E – modułem Younga, natomiast b stanowi wykładnik wytrzymałości zmęczeniowej.

Obszerne badania nad określeniem wielkości współczynników $\sigma_f^{'}$ i $\varepsilon_f^{'}$ oraz wykładników b i c użytych we wzorach (1) i (2) dla typowych gatunków stali mostowych St3M i 18G2A z uwzględnieniem różnych stanów korozji przedstawił A. Wysokowski w pracy [2].

Z przedstawionych powyżej zależności wynika, że znajomość wielkości odkształceń, zarówno sprężystych, jak i plastycznych, oraz zastosowanie znanej metody Palmgrena-Minera o sumowaniu uszkodzeń zmęczeniowych [3], umożliwia obliczanie trwałości zmęczeniowej konstrukcji mostowej wyrażanej liczbą cykli koniecznych do jej zniszczenia N_f [4], [5].

a) b)

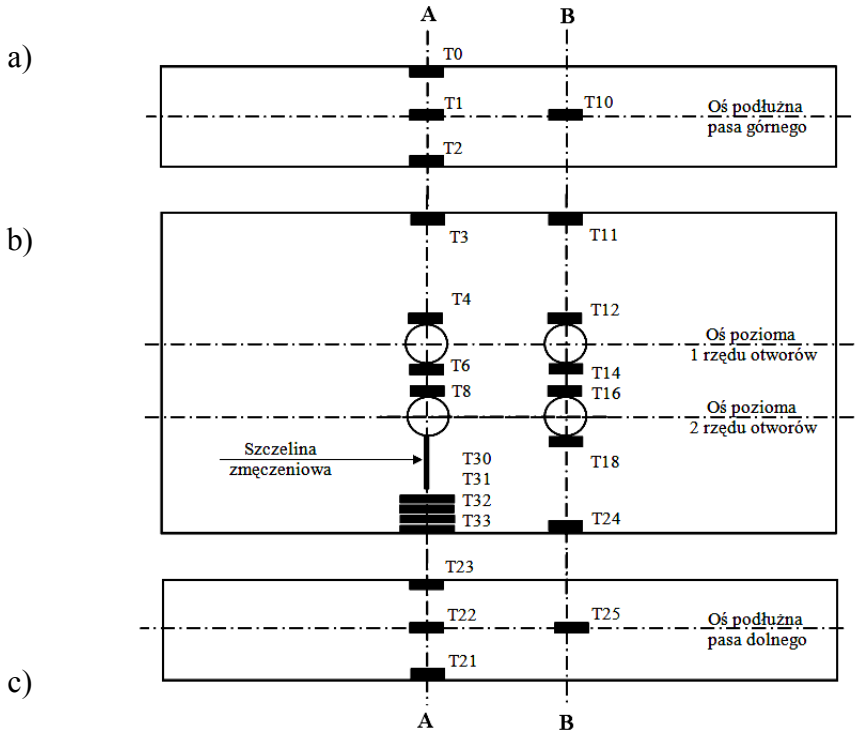


Rys. 1. Badania zmęczeniowe dźwigara stalowego: a) widok stanowiska badawczego, b) zakres obciążania elementu konstrukcyjnego podczas badań doświadczalnych

W pracy przedstawiono wyniki badań doświadczalnych stalowego dźwigara wojskowego mostu niskowodnego w zakresie niskocyklowych badań zmęczeniowych. Zaprezentowane analizy dotyczą przede wszystkim przyrostów odkształceń jednostkowych (naprężeń normalnych) w charakterystycznych miejscach analizowanej konstrukcji przęsła, które obrazują przebieg procesów zmęczeniowych w badanym dźwigarze.

2. STANOWISKO BADAWCZE

Badania doświadczalne dźwigara stalowego przeprowadzono w Pracowni Konstrukcji Budowlanych Laboratorium Badawczego Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej. Zostały one przeprowadzone na stanowisku badawczym składającym się z dwóch sztywnych podpór zaopatrzonych w łożyska zapewniające uzyskanie schematu belki swobodnie podpartej, z dodatkowymi elementami stabilizującymi badany dwuteownik w pozycji



Rys. 2. Rozmieszczenie oraz numeracja tensometrów elektrooporowych w przekrojach A–A i B–B w osiach pionowych otworów montażowych w dźwigarze głównym w zasadniczej fazie badań w zakresie obciążeń zmęczeniowych na: a) pasie górnym, b) środniku, c) pasie dolnym

pionowej, zabezpieczającymi go przed spadnięciem. Konstrukcję wsporczą dla siłownika wymuszającego obciążenie stanowiła stalowa rama zamocowana w płycie posadzki hali. Do realizacji obciążenia użyto siłownika firmy *Instron* o maksymalnej sile wymuszającej 500 kN. Pomiary odkształceń w miejscach naklejonych czujników tensometrycznych w dźwigarze zrealizowano przy pomocy wzmacniacza firmy *Hottinger* typu UPM 100 [6].

Dźwigarem stalowym poddanym badaniom w zakresie niskocyklowych obciążeń zmęczeniowych był dwuteownik normalny IPN400 o długości całkowitej 5,60 m oraz rozpiętości teoretycznej równej 5,00 m (rys. 1a). Producentem kształtownika była CELSA Huta Ostrowiec, spółka z o.o. z Ostrowca Świętokrzyskiego. Zgodnie z deklaracją zgodności 20518345/2005 dostarczoną przez wytwórcę, badany kształtownik został wykonany ze stali gatunku S235JRG2 [6].

W celu ustalenia wielkości odkształceń jednostkowych dźwigara głównego podczas badań doświadczalnych użyto tensometrów elektrooporowych typu TFs-5/120 i TFs-15/120 produkcji Pracowni Tensometrii Elektrooporowej TENMEX w Łodzi (rys. 2) [6].

W środniku dźwigara stalowego wykonano cztery otwory montażowe o średnicy 20 mm oraz koncentrator naprężeń (szczelinę) o długości 85 mm. Wykonanie tak dużego pęknięcia miało na celu, po pierwsze możliwość jego zauważenia podczas dokonywania rutynowych przeglądów kontrolnych rzeczywistych mostów, a po drugie wpłynęło w sposób zasadniczy na obniżenie kosztów zaplanowanych badań doświadczalnych dźwigara pod obciążeniem zmęczeniowym z uwagi na znacznie mniejszą liczbę cykli obciążeń koniecznych do wywołania inicjacji pęknięcia, nie obniżając przy tym jakości badań i otrzymanych wyników pod względem merytorycznym.

3. ZAKRES BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

W trakcie przeprowadzonych badań dźwigara głównego mostu w laboratorium, jako obciążenie graniczne wynikające ze wstępnie przeprowadzonych obliczeń, przyjęto obciążenie w postaci pojedynczej siły skupionej o wielkości P_1 = 320 kN. W trakcie szczegółowych obliczeń uwzględniono już zmniejszony wskaźnik przekroju na zginanie elementu konstrukcyjnego W_x mającego już pęknięcie występujące w jego środniku, biegnące od jednego z otworów montażowych (rys. 2). Zakres obciążania stalowego dźwigara mostu w trakcie badań doświadczalnych przeprowadzonych w I etapie podzielono na dwie fazy [6]:

- I faza – wstępne testowanie dźwigara pod obciążeniem mające na celu weryfikację otrzymanych wyników z tych badań, poprzez porównanie wielkości odkształceń jednostkowych (naprężeń) i ugięć dźwigara z wartościami obliczeniowymi uzyskanymi za pomocą MES, a także wywołanie wstępnej inicjacji pęknięcia w jego środniku;
- II faza – zasadnicza część badań dwuteownika, to przede wszystkim szczegółowa obserwacja rozwoju uszkodzenia (pęknięcia) powstałego w jego środniku.

Wykres zakresu obciążania dźwigara zaprezentowano na rys. 1b. Powstawał on w sposób dynamiczny w trakcie prowadzonych badań doświadczalnych, tzn. po każdym bloku obciążenia wykonywane były szczegółowe analizy otrzymanych rezultatów odkształceń jednostkowych i przemieszczeń (ugięć) oraz porównywanie ich z rezultatami obliczeniowymi, w wyniku których następnie przyjmowane były kolejne wyższe wartości sił w następnym bloku obciążeniowym. Przyjęto założenie, że przejście na kolejny poziom obciążenia (wyższy lub niższy) odbywa się poprzez zmianę obciążenia o wielkości min. 10 kN w czasie kolejnych 100 cykli obciążeń zmęczeniowych.

Jako parametry obciążenia stosowane podczas badań zmęczeniowych tego dźwigara przyjęto sinusoidalny przebieg obciążenia o częstotliwości 0,20 Hz, i wielkości minimalnej równej 10 kN oraz maksymalnej w zakresie 200–320 kN.

Zastosowana częstotliwość obciążenia zmęczeniowego o wartości 0,20 Hz uzależniona była z jednej strony możliwościami wykorzystywanego siłownika oraz stabilnością konstrukcji stanowiska badawczego w laboratorium, a z drugiej strony w sposób najbardziej adekwatny odzwierciedlała możliwość zrealizowania w hali rzeczywistych warunków terenowych przejazdów przez analizowany most kolumny pojazdów wojskowych.

Przyjęcie wartości maksymalnego obciążenia dynamicznego na poziomie 320 kN wynikało również z analizy wielkości odkształceń występujących na kolejnych niższych poziomach obciążenia. Starano się tak dobrać obciążenie maksymalne, aby przyrosty odkształceń jednostkowych na tensometrach umieszczonych pod nacięciem wykonanym w środniku dźwigara były dość znaczne, ale jednocześnie równomierne oraz aby na górnym i dolnym pasie dwuteownika były one stosunkowo niewielkie.

Z kolei przyjęcie tak małych obciążeń minimalnych podyktowane było dwoma podstawowymi warunkami, a więc:

- przyrostem prędkości rozwoju szczeliny zmęczeniowej zlokalizowanej w środniku, który nie zależy od wartości maksymalnego naprężenia, a od zakresu naprężeń,
- faktem, że na całkowity ciężar stały przęsła mostu niskowodnego składa się jego podstawowy ciężar dźwigarów, pokładu drewnianego oraz stężeń poprzecznych (rozpórek), i dlatego też, przyjętą wartość tego obciążenia na poziomie 10 kN, uznano za wystarczająco poprawną i dokładną.

Przyjęte obciążenia powodowały wystąpienie w dźwigarze zakresu zmienności naprężeń o wielkości $\Delta\sigma = 275$ MPa, co było zgodne zarówno z polską stalową normą ogólnobudowlaną PN-90/B-03200, jak i Eurocodem PN-EN 1993–1–9.

4. ANALIZA ODKSZTAŁCEŃ PODCZAS INICJACJI PĘKNIĘCIA (I FAZA)

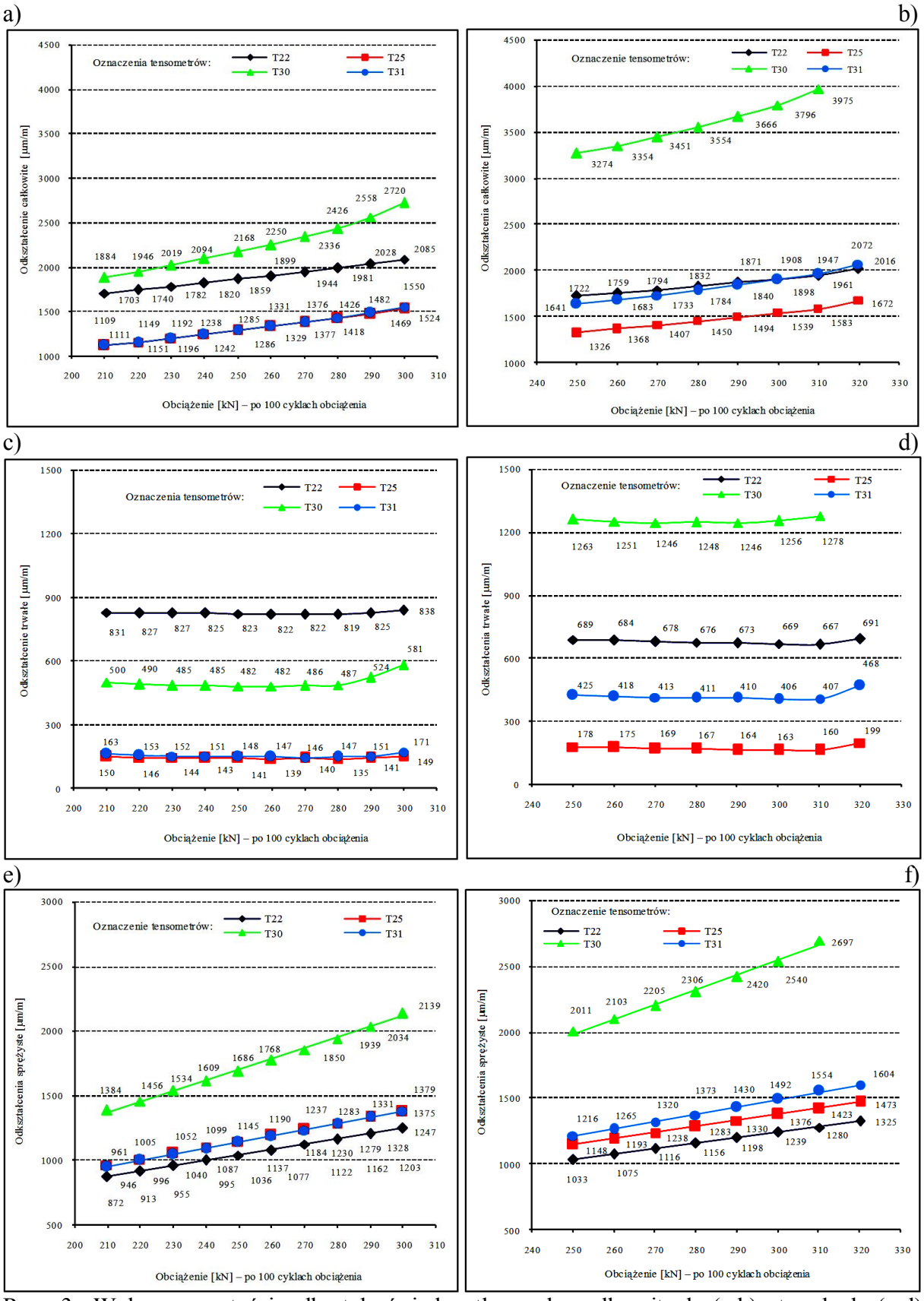
4.1. Po 1000 cyklach obciążenia

Na rys. 3a,c,e zaprezentowano wpływ wielkości obciążenia na wartości odkształceń jednostkowych w wybranych miejscach badanego dźwigara stalowego. Do analizy wybrano tensometry T22 i T25 zlokalizowane na pasie rozciąganym (dolnym), oraz T30 i T31 usytuowane bezpośrednio pod wykonanym nacięciem w środniku tego dźwigara.

Obserwację dźwigara rozpoczęto po przeprowadzeniu 1000 cykli obciążenia (rys. 1b). Pomiarów odkształceń jednostkowych na wszystkich tensometrach naklejonych na dźwigarze stalowym dokonywano zwiększając kolejno obciążenie maksymalne od wielkości początkowej 200 do 300 kN (ze skokiem co 10 kN), przy czym rejestracji wyników na każdym poziomie obciążenia dokonywano po każdych kolejnych 100 cyklach obciążenia. Przed każdym nowym blokiem obciążeń dynamicznych dokonywano także pojedynczego obciążenia statycznego dźwigara siłą o wielkości od 0 do 300 kN dokonując odczytów odkształceń jednostkowych co 10 kN.

Z wykresów przedstawionych na rys. 3a wynika, że maksymalne wartości odkształceń całkowitych zarejestrowano na tensometrze T30, co było zasadniczo zgodne z przyjętymi wcześniej założeniami [6]. Z analizy wykresów zaprezentowanych na rys. 3c wynika z kolei, że wartości odkształceń trwałych zarejestrowanych na tensometrze T30 zaczęły znacząco się zwiększać po przekroczeniu obciążenia o wielkości 290 kN. Na pozostałych tensometrach nie zaobserwowano jeszcze zdecydowanego przyrostu odkształceń występujących w rozważanych punktach pomiarowych.

Problematyczne były natomiast wskazania tensometru T22 dotyczące wielkości odkształceń trwałych (rys. 3c). Tak duże otrzymane wartości odkształceń trwałych spowodowane mogły być wcześniej przyłożonym pojedynczym obciążeniem o charakterze statycznym o wielkości 300 kN, które bezpośrednio wywołało te odkształcenia oraz być może



Rys. 3. Wykresy wartości odkształceń jednostkowych: całkowitych (a,b), trwałych (c,d) i sprężystych (e,f) na wybranych tensometrach T22, T25, T30 i T31 umieszczonych na dźwigarze stalowym po każdych 100 cyklach obciążeń po zrealizowaniu 1000 (a,c,e) oraz 4000 (b,d,f) cykli obciążenia

brakiem odpowiedniego okresu czasu umożliwiającym dźwigarowi odprężenie się po jego odciążeniu lub możliwością jego zawieszenia się lub nawet mechanicznym uszkodzeniem.

Z wykresów zaprezentowanych na rys. 3e wynika z kolei, że największe wartości odkształceń sprężystych otrzymywano na tensometrze T30, co oznacza, że w tym punkcie dźwigara obserwowano największy przyrost odkształceń sprężystych, lub mogło być to spowodowane rozpoczęciem się efektu propagacji powstałej szczeliny.

4.2. Po 4000 cyklach obciążenia

Na rys. 3b,d,f zaprezentowano wykresy wartości odkształceń jednostkowych również wskazane przez tensometry T22, T25, T30 i T31. Metodyka ustalania wartości odkształceń jednostkowych była identyczna, jak wcześniej pokazanych na rys. 3a,c,e.

Analizując wykres pokazany na rys. 1b, przedstawiający zakres badań zmęczeniowych dźwigara, stwierdzono, że element został poddany w międzyczasie 3000 cyklom obciążenia, przy czym ostatnie 500 cykli było procesem jego odciążania, tj. od siły o wielkości 300 kN do siły równej 250 kN. Wykresy te wskazują, że wystąpiło przypuszczalne uszkodzenie tensometru T30 przy maksymalnym obciążeniu dźwigara równym 320 kN, co zobrazowane zostało poprzez wcześniejsze zakończenie krzywej przebiegu tych odkształceń.

Analizując wykresy podane na rys. 3b zaobserwowano wzrost całkowitych odkształceń jednostkowych wskazywanych przez tensometr T31, które przy obciążeniu o wielkości 320 kN przekroczyły wartość podobnych odkształceń uzyskanych na tensometrze T22. Świadczy to o wzroście odkształceń w wierzchołku szczeliny zlokalizowanej w środniku, a może nawet o rozpoczęciu już procesu jej propagacji.

Z kolei, z analizy wykresów zaprezentowanych na rys. 3d wynika, że przy wystąpieniu obciążenia o wielkości 320 kN znacznie wzrosły wielkości odkształceń trwałych na wszystkich rozpatrywanych tensometrach. Analizując natomiast wykresy przyrostów odkształceń jednostkowych sprężystych zaprezentowane na rys. 3f zauważa się nadal liniowe ich przebiegi, co jest w pełni uzasadnione charakterem przyjętego programu badań doświadczalnych tego dźwigara w zakresie obciążeń zmęczeniowych.

Z analizy wykresów pokazanych na rys. 3a,b wynika jednoznacznie, że wielkości całkowitych odkształceń jednostkowych rejestrowane na tensometrze T22 zmniejszyły się, natomiast na tensometrze T25 nieznacznie tylko się zwiększyły.

Taka sytuacja mogła być spowodowana zmianą kształtu badanego dźwigara (a więc zwiększeniem się krzywizny jego linii ugięcia) pod wpływem przyłożonego obciążenia, a przez to zwiększeniem się wielkości odkształceń rejestrowanych przez tensometr T22.

Natomiast wielkości odkształceń jednostkowych całkowitych rejestrowanych na tensometrach T30 i T31 znacznie się zwiększyły (rys. 3a,b), przy czym zaobserwowano, że było to odwrotnie proporcjonalne zachowanie w stosunku do odległości położenia danego tensometru od wierzchołka szczeliny, tzn., że im tensometr położony był bliżej tego wierzchołka to przyrost odkształceń jednostkowych był większy.

5. ANALIZA ODKSZTAŁCEŃ PODCZAS PROPAGACJI SZCZELINY (II FAZA)

W II fazie przeprowadzonych badań doświadczalnych pomiary odkształceń jednostkowych zostały wykonane przy stałym zakresie zmienności obciążenia o maksymalnej wartości 320, zaś minimalnej 10 kN. Zakres zmienności obciążenia dobrano analizując szczegółowo wyniki uzyskane w I fazie badań [6], a pozostałe parametry obciążenia nie uległy zmianie w porównaniu z badaniami w I fazie.

Wybrana do dalszych badań doświadczalnych końcowa wielkość obciążenia powodowała widoczny już przyrost wielkości pęknięcia (szczeliny) w środniku,

a jednocześnie nie spowodowała jeszcze wystąpienia „płynięcia" całego dźwigara. Należy zaznaczyć, że na wybór wartości maksymalnego obciążenia miała również wpływ stosunkowo niewielka liczba zrealizowanych cykli obciążenia, jaką można było zadysponować podczas prowadzenia tych badań, przede wszystkim ze względu na ograniczenia finansowe, tj. maksymalnie można było wykonać 4000 cykli obciążeń zmęczeniowych w zakresie 6000–10000.

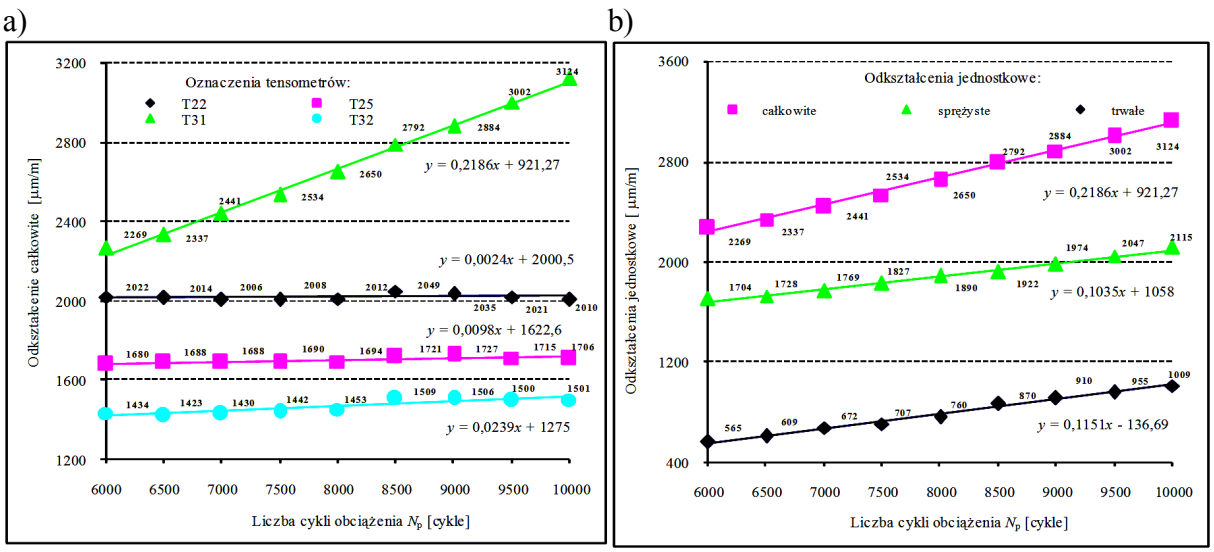
W trakcie prowadzonych badań doświadczalnych w tej fazie analizowano również przyrosty odkształceń jednostkowych w potencjalnych miejscach wystąpienia ich maksymalnych wielkości. Na rys. 4a przedstawiono wykresy całkowitych odkształceń jednostkowych w zależności od liczby cykli obciążenia. W analizach tych uwzględniono tensometry T22 i T25 znajdujące się na dolnym pasie dwuteownika oraz tensometry T31 i T32 położone bezpośrednio pod wykonanym nacięciem (rys. 2b).

Analiza przebiegów całkowitych odkształceń jednostkowych pokazanych na rys. 4a, wskazuje na znaczny ich wzrost, szczególnie rejestrowanych na tensometrze T31 umieszczonym bezpośrednio pod wierzchołkiem szczeliny (drugi od góry), gdyż pierwszy z nich uległ już zniszczeniu). Wzrost ten był zgodny z rozkładem naprężeń uzyskanym z obliczeń.

Wzrost wartości odkształceń jednostkowych występujących na krawędzi dolnej pasa dwuteownika rejestrowane przez tensometry T22 i T25 w porównaniu do wskazań tensometru T31 umieszczonego pod wierzchołkiem szczeliny był nieznaczny. Zauważa się przy tym również, że wraz ze wzrostem liczby cykli obciążenia zaczynały już wzrastać także wartości odkształceń występujących na wysokości położenia tensometru T32, co świadczyło jednoznacznie o wzroście szczeliny zmęczeniowej.

Na rysunku 4b przedstawiono przebiegi odkształceń jednostkowych rejestrowanych przez tensometr T31 w zależności od liczby cykli obciążenia w przedziale 6000–10000. Po przeprowadzonej analizie wyników stwierdzono, że na całkowitą wielkość odkształceń jednostkowych wskazywanych na tym tensometrze zdecydowanie większy wpływ miały odkształcenia sprężyste (co było zgodne z oczekiwaniami), jednak wielkość odkształceń trwałych była na tyle duża że nie powinna być pominięta w analizach zmęczeniowych.

Przeprowadzona analiza wyników odkształceń jednostkowych pod wierzchołkiem szczeliny występującej w środniku dźwigara otrzymanych przy zastosowaniu metody tensometrycznej dała zadawalające efekty poznawcze. Obserwacja wzrostu wielkości odkształceń jednostkowych (całkowitych, sprężystych i trwałych) pod wykonaną szczeliną umożliwi w przyszłości przewidywanie powstania uszkodzeń zainstalowanych tensometrów,



Rys. 4. Wykresy odkształceń jednostkowych na tensometrach: a) T22, T25, T31 i T32, b) T31, w zależności od liczby cykli obciążenia w przedziale 6000–10000

a przez to również oszacowanie wzrostu prędkości rozwoju szczeliny zmęczeniowej w środniku elementu konstrukcyjnego mostu niskowodnego.

6. PODSUMOWANIE

Analizy przedstawione w pracy wykazały dość istotny wpływ wykonanego nacięcia w środniku dźwigara na rozkład naprężeń normalnych w jego przekroju poprzecznym. Zaprezentowane rozważania potwierdziły przyjętą hipotezę [6], że uszkodzenie środnika dwuteownika w strefie rozciąganej powinno dyskwalifikować go z dalszej bezpiecznej eksploatacji, przez co nie jest już konieczne przeprowadzanie dalszej analizy rozwoju powstałego pęknięcia w głąb dolnego (rozciąganego) pasa dwuteownika.

Badania laboratoryjne dźwigara pod obciążeniem zmęczeniowym wykazały nieznaczny przyrost odkształceń również w pasach rozważanego dwuteownika, co w rozpatrywanych modelach obliczeniowych analizowanego zagadnienia nie było uwzględniane [6].

Analizując wyniki uzyskane z badań doświadczalnych należy mieć na uwadze pewne niedoskonałości narzędzi i urządzeń badawczych użytych do pomiarów odkształceń jednostkowych, jakimi były tensometry elektrooporowe. Jak wiadomo odczyty z tensometrów uśredniają bowiem wartości odkształceń na długości ścieżki pomiarowej (w tym przypadku z 5 lub 15 mm), a zatem nawet bardzo duże wartości odkształceń występujące w wierzchołku szczeliny zmęczeniowej (lub na krawędzi otworu montażowego) w przypadku odczytu przy zastosowaniu tensometrów były automatycznie uśredniane, a przez to otrzymane wyniki były mniejsze niż w rzeczywistości.

Literatura

[1] Kocańda S., Szala J.: Podstawy obliczeń zmęczeniowych. PWN, Warszawa 1997.
[2] Wysokowski A.: Trwałość mostów stalowych w funkcji zjawisk zmęczeniowych i korozyjnych. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2001.
[3] Rykaluk K.: Pęknięcia w konstrukcjach stalowych. (DWE), Wrocław 2000.
[4] Kłysz S.: Szacowanie trwałości wybranych materiałów i elementów konstrukcji lotniczych w zakresie rozwoju pęknięć zmęczeniowych. Wydawnictwo Instytutu Technicznego Wojsk Lotniczych, Z–5, Warszawa 1999.
[5] Kłysz S.: Rozwój pęknięć zmęczeniowych w materiałach lotniczych i stali konstrukcyjnej z uwzględnieniem przeciążeń. Wydawnictwo Instytutu Technicznego Wojsk Lotniczych, Z.12, Warszawa 2001.
[6] Duchaczek A., Mańko Z.: Wyznaczanie trwałości eksploatacyjnych mostów wojskowych. Praca naukowo-badawcza, Etap II, Niskocyklowe badania zmęczeniowe, Wyższa Szkoła Oficerska Wojsk Lądowych im. gen. T. Kościuszki, Wrocław 2006.

LOW-CYCLE FATIGUE TESTS OF MILITARY BRIDGE STEEL GIRDER HAVING CRACK

Summary

The paper presents the results of experimental tests on a low-level bridge steel girder with respect to fatigue loads. The analyses concerned the increases in strains (normal stresses) in typical places of the structure under loads. A special attention was paid to the influence of assembly holes and the fatigue crack made on the stress pattern within assembly holes in the web of a girder.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Kazimierz FLAGA
Krystyna JANUSZKIEWICZ
Politechnika Krakowska

BETON – TWORZYWO KONSTRUKCYJNE DO KSZTAŁTOWANIA OBIEKTÓW BUDOWLANYCH I INŻYNIERSKICH

1. WSTĘP

Beton – sztuczny kamień – materiał budowlany znany co najmniej od dwudziestu wieków (m. in. kopuła Panteonu w Rzymie z II w. n.e.) nabrał dużego znaczenia w budownictwie dopiero od chwili, gdy Joseph Aspdin (1778-1855) opatentował w 1824 r. produkcję tzw. cementu portlandzkiego, spoiwa wiążącego na powietrzu jak i w wodzie. Uzyskał w ten sposób spoiwo hydrauliczne, które wkrótce znalazło szerokie zastosowanie w inżynierii lądowej i wodnej. Dziś beton na cemencie portlandzkim jest podstawowym tworzywem budowlanym o stale wzrastającym zużyciu w świecie.

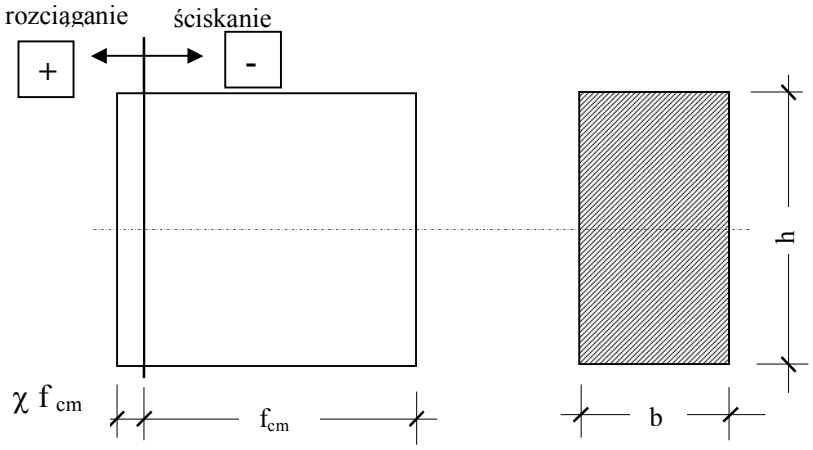
Dzieje się tak zapewne dzięki wielu korzystnym cechom tego materiału, z których należy wyróżnić:

- stosunkowo niski koszt, gdyż podstawowe surowce do produkcji betonu to glina i kamień wapienny do wypalania klinkieru cementu portlandzkiego oraz kruszywo ze skał naturalnych. Są to materiały powszechnie występujące w przyrodzie,
- stosunkowo wysoka wytrzymałość na ściskanie, która czyni ten materiał przydatnym do wszelkich konstrukcji, w których ściskanie jest dominującym stanem wytężenia. Dotyczy to zarówno konstrukcji łukowych jak i stref ściskanych w zginanych belkach żelbetowych czy też ściskania całego przekroju poprzecznego w ustrojach z betonu sprężonego. Ograniczona od góry wytrzymałość na ściskanie czyni, że przekroje poprzeczne elementów z betonu są najczęściej wystarczająco krępe, aby zminimalizować wpływ wyboczenia, odwrotnie niż to ma miejsce przy stali ściskanej,
- przemiany fizyko-chemiczne przy przejściu betonu z fazy mieszanki o cechach cieczy lepkiej do fazy ciała pseudo-stałego (beton stwardniały). Cecha ta umożliwia przyjmowanie przez mieszankę betonową dowolnego kształtu wyznaczonego formą (deskowaniem) i utrwalenie tego kształtu po stwardnieniu mieszanki. Dzięki temu możemy mówić o betonie jako o materiale nadającym się idealnie do kształtowania dowolnych form konstrukcyjnych, praktycznie nieosiągalnych przy stosowaniu innych materiałów budowlanych. Z cechy tej stosunkowo szeroko zaczęli korzystać architekci w swoich wizjach i realizacjach projektowych.

2. STOPIEŃ WYKORZYSTANIA CECH WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH BETONU W ELEMENTACH BUDOWLANYCH

Warto zastanowić się nad stopniem wykorzystania cech wytrzymałościowych betonu w różnego rodzaju elementach konstrukcyjnych. Sprawa ta jest o tyle zasadna, że beton – jako materiał kruchy – ma niską wytrzymałość na rozciąganie. Stosunek wytrzymałości na rozciąganie f_{ctm} do wytrzymałości na ściskanie f_{cm} (zwany wskaźnikiem kruchości χ) wynosi dla betonów zwykłych od $\chi = 0{,}08$ (beton C 12/15) do $\chi = 0{,}07$ (beton C 50/60). To powoduje, że efektywność wykorzystania cech wytrzymałościowych betonu w przekrojach, w których dominującym stanem naprężenia jest rozciąganie – jest niewielka.

Aby przybliżyć to zagadnienie, przeprowadzono poniżej uproszczone obliczenia tzw. współczynnika β, który nazwano stopniem wykorzystania - przez pracujący w danym stanie wytężenia beton - diagramu naprężeń, jaki stawia mu do dyspozycji beton. Dla przekroju prostokątnego b x h diagram ten schematycznie przedstawiono na rysunku 1.



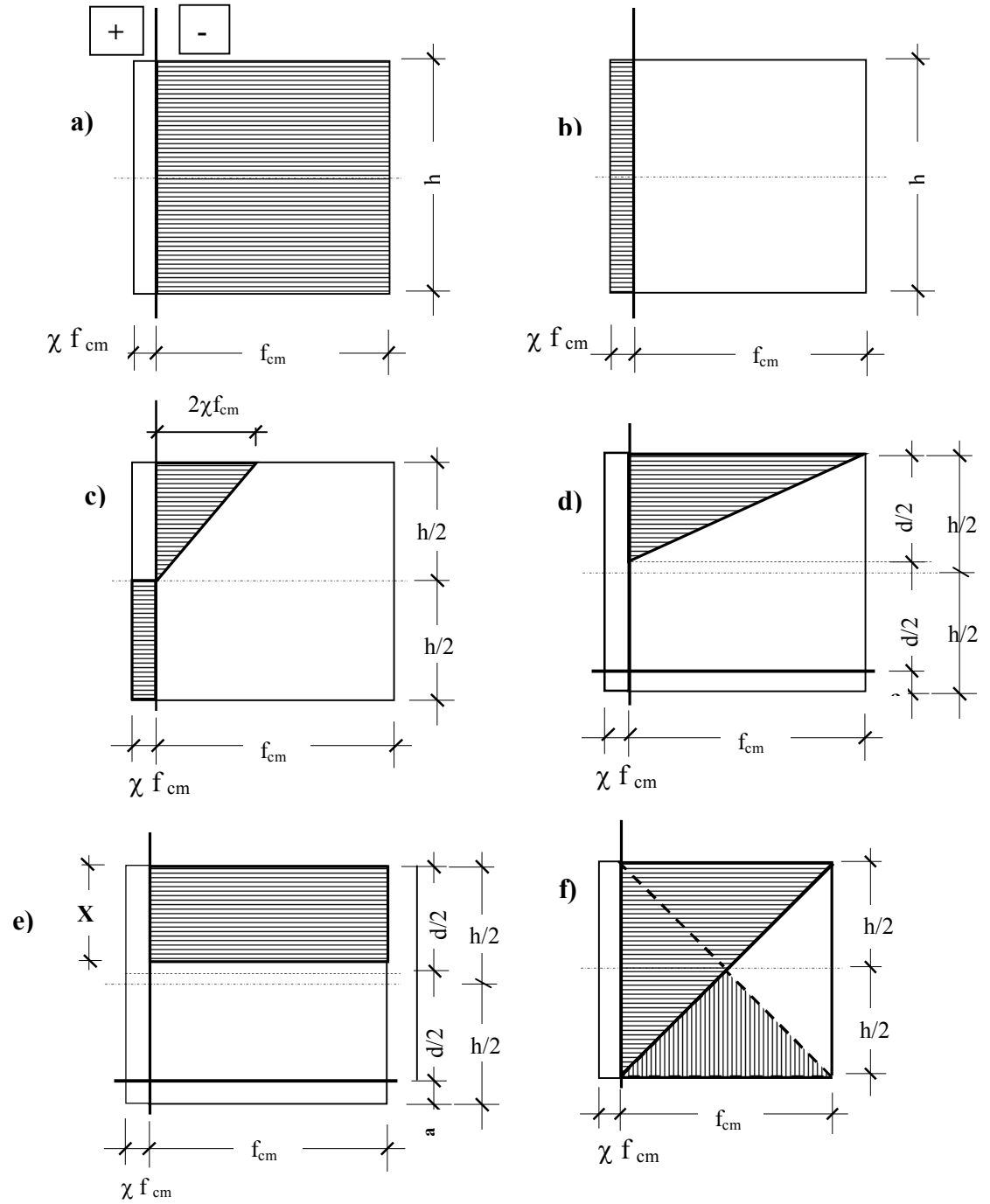
Rys. 1. Diagram cech wytrzymałościowych betonu, do wykorzystania w pracy statyczno – wytrzymałościowej przekroju prostokątnego.

Na rys. 2 zestawiono naniesione na ten diagram wykresy naprężeń w przekroju dla:

- osiowego ściskania przekroju betonowego (bez wyboczenia) – (rys. 2a),
- osiowego rozciągania przekroju betonowego – (rys. 2b),
- zginania przekroju betonowego – (rys. 2c),
- zginania przekroju żelbetowego (wg metody NL) – (rys. 2d),
- zginania przekroju żelbetowego (wg metody OP) – (rys. 2e),
- zginania przekroju z betonu sprężonego – (rys. 2f).

Współczynnik β liczony jako iloraz powierzchni zakreskowanej na rysunku 2 do całkowitej powierzchni diagramu naprężeń do dyspozycji (rys. 1) wynosi:

- dla rys. 2a - $\beta = 1/(1 + \chi)$,
- dla rys. 2b - $\beta = \chi/(1 + \chi)$,
- dla rys. 2c - $\beta = \chi/(1 + \chi)$,
- dla rys. 2d - $\beta = 0{,}225/(1 + \chi)$, (dla $d = 0{,}90h$)
- dla rys. 2e - $\beta = 0{,}360/(1 + \chi)$, (dla $d = 0{,}90h$, $x = 0{,}4d$),
- dla rys. 2f - $\beta = 0{,}750/(1 + \chi)$.



Rys. 2. Diagramy naprężeń w przekroju prostokątnym przy różnych stanach wytężenia, a) – ściskanie osiowe, b) – rozciąganie osiowe, c) – zginanie betonu, d) – zginanie żelbetu NL, e) – zginanie żelbetu OP, f) – zginanie przekroju sprężonego.

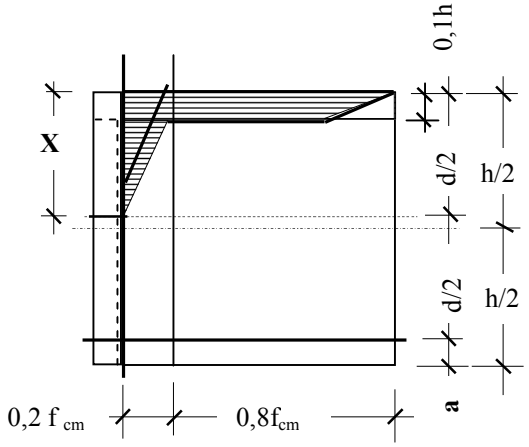
Przyjmując dla χ wartość średnią $\overline{\chi}$ = 0,075 otrzymamy wartości współczynnika β jak w tablicy 1.

Tablica 1. Wartości współczynników β dla przekroju prostokątnego

Stan naprężeń	ściskanie osiowe	rozciąganie osiowe	zginanie betonu	zginanie żelbetu (NL)	zginanie żelbetu (OP)	zginanie przekroju sprężonego
Wartość β	0,930	0,070	0,070	0,209	0,335	0,698

Powyższe wartości współczynnika β można w przypadku przekrojów zginanych zwiększyć przez zamianę przekroju prostokątnego na teowy (przekrój zginany pojedynczo zbrojony), lub dwuteowy (przekrój zginany sprężony).

Przykładowo zmiana przekroju prostokątnego na przekrój jednostronnie teowy ($b = 0{,}2\ b_1$, $t = 0{,}1\ h$) prowadzi dla przypadku z rys. 2d do wartości (rys. 3a):

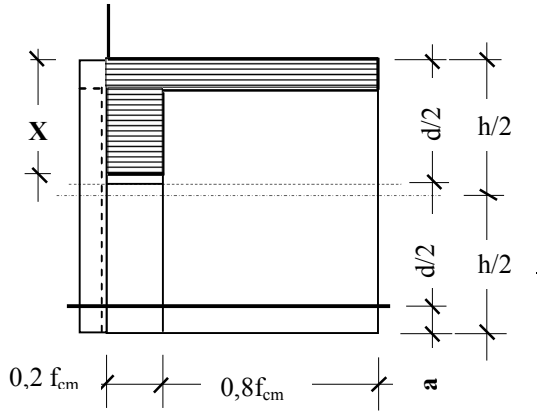


$$\beta = \frac{1}{1+\chi}\ \frac{0{,}89+0{,}273}{1{,}00+1{,}80} = \frac{0{,}415}{1+\chi}$$

Dla $\chi = 0{,}075$ uzyskamy
$\beta = \underline{0{,}386} \approx 0{,}209$

Rys. 3a. Współczynnik β dla przypadku z rysunku 2d.

Dla przypadku z rys. 2e uzyskamy w przybliżeniu (rys. 3b):

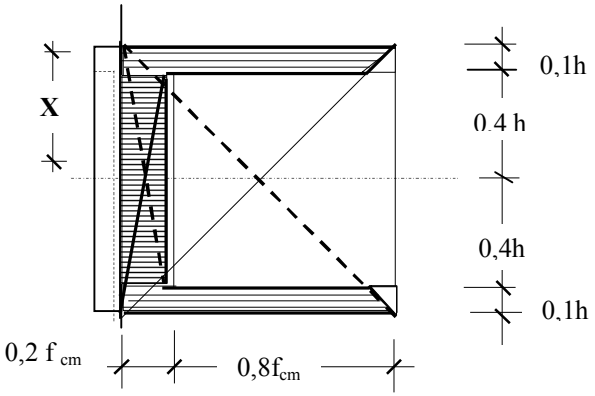


$$\beta = \frac{1}{1+\chi}\ \frac{0{,}100+0{,}054}{1{,}00+1{,}80} = \frac{0{,}55}{1+\chi}$$

Dla $\chi = 0{,}075$ uzyskamy
$\beta = 0{,}\underline{512} \approx 0{,}335.$

Rys. 3b. Współczynnik β dla przypadku z rysunku 2e.

Zaś dla przypadku z rys. 2f mamy $t_1 = t_2 = 0{,}1\ h$) (rys. 3c):



$$\beta = \frac{1}{1+\chi}\ \frac{0{,}095+0{,}112}{0{,}200+0{,}160} = \frac{0{,}839}{1+\chi}$$

Dla $\chi = 0{,}075$ uzyskamy
$\beta = \underline{0{,}780} > 0{,}698.$

Rys. 3c. Współczynnik β dla przypadku z rysunku 2f.

Z przykładów i obliczeń powyższych wynika, że:

- beton jest maksymalnie wykorzystany wytrzymałościowo w elementach osiowo ściskanych ($\beta = 0{,}930$),
- w elementach zginanych najlepsze wykorzystanie przekroju prostokątnego następuje w betonie sprężonym ($\beta = 0{,}698$); wykorzystanie betonu w elementach żelbetowych wynosi maksymalnie tylko $\beta = 0{,}209$ (przy wymiarowaniu wg metody NL) oraz $\beta = 0{,}335$ (przy wymiarowaniu wg metody OP),
- znaczne powiększenie stopnia wykorzystania cech wytrzymałościowych betonu można w elementach zginanych uzyskać przez świadome ukształtowanie przekroju poprzecznego elementów. Dla podanych w powyższych przykładach proporcji przekroju teowego lub dwuteowego, wartość współczynnika β wzrosła: dla przekroju sprężonego do wartości $\beta = 0{,}780 > 0{,}698$, dla przekroju żelbetowego (wymiarowanego wg metody NL) do wartości $\beta = 0{,}386 \gg 0{,}209$, dla przekroju żelbetowego (wymiarowanego wg metody OP) do wartości $\beta = 0{,}512 \gg 0{,}335$.
- istotną poprawę (około dwukrotną) wartości współczynnika β można uzyskać dla betonowych przekrojów rozciąganych i zginanych przez zastosowanie w nich rozproszonego zbrojenia stalowego (tzw. fibrobetonu)

Z danych tych wynika, że stosując beton celowo do elementów ściskanych mimośrodowo lub do stref ściskanych w elementach zginanych, można wykorzystywać jego cechy wytrzymałościowe w znacznym stopniu, ale wiąże się to najczęściej z zastosowaniem sprężenia przekroju lub też świadomym ukształtowaniem przekroju poprzecznego rozpatrywanych elementów.

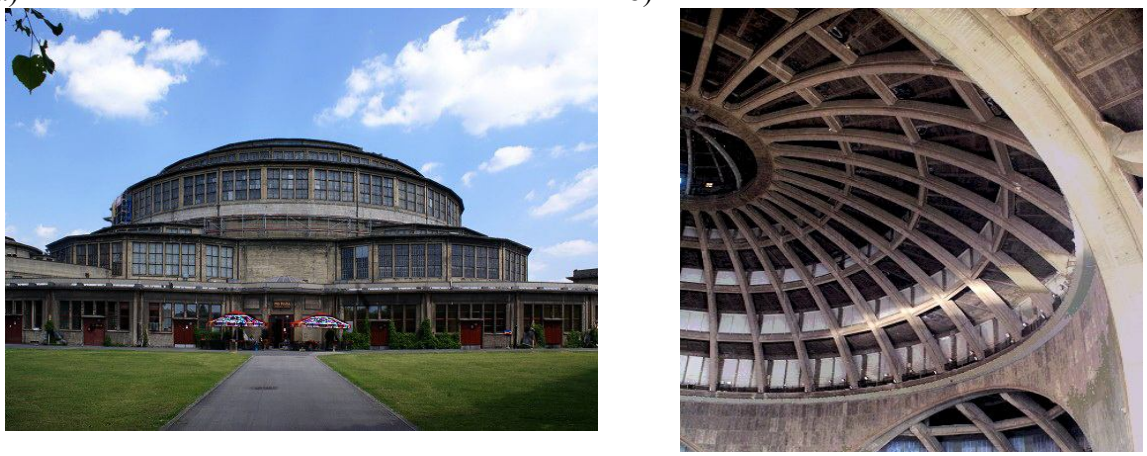
3. PRZYKŁADY KSZTAŁTOWANIA ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI Z BETONU

Jak to wyżej wykazano, najlepsze wykorzystanie cech wytrzymałościowych betonu zachodzi w elementach ściskanych. Jest ono jeszcze lepsze w elementach ściskanych dwukierunkowo, gdzie możemy liczyć na przyrost wytrzymałości betonu (w stosunku do betonu ściskanego jednokierunkowo) rzędu 10 – 20 %.

Stąd rodzi się idea zastosowania betonu do konstrukcji powłok, przede wszystkim obrotowo symetrycznych, o małej wyniosłości (a więc pracujących poniżej tzw. równoleżnika zerowego), czyli ściskanych dwukierunkowo. Jako historyczny przykład może tu posłużyć przekrycie Hali Stulecia (Hali Ludowej) we Wrocławiu (1911-1913) projektu architekta Maxa Berga (1870 - 1947) oraz inżynierów Willi'ego Gehlera (1876-1953) i Günthera Trauera (1878-1950) – rys. 4. Przekrycie to, powłokowo-żebrowe ma rozpiętość $l = 67{,}0$ m.

Ideę te znakomicie rozwijał architekt i konstruktor Pier L. Nervi (1891-1979), który stosując beton zbrojony włóknami stalowymi (tzw. ferrocement) skonstruował wspaniałe przekrycie Palazzetto dello Sport (1956-1957) w Rzymie – rys. 5, o rozpiętości betonowej muszli $l = 61{,}0$ m oraz wysokości żeberek $90 \div 35$ cm i grubości współpracujących z nimi powłok 10 - 25 cm. Montaż prefabrykowanych elementów wykonano w ciągu 40 dni. Wykazał przy tym, że doskonałość może nadać formie nie tylko wprawna ręka inżyniera obdarzonego wyczuciem artystycznym, ale także artysty znającego prawa, rządzące logicznym przepływem sił w konstrukcji. Ideę tą zastosował Nervi także w przekryciu o skomplikowanym kształcie w Kaplicy Saint Mary of the Assumption w San Fransisco (rys. 6).

a) b)

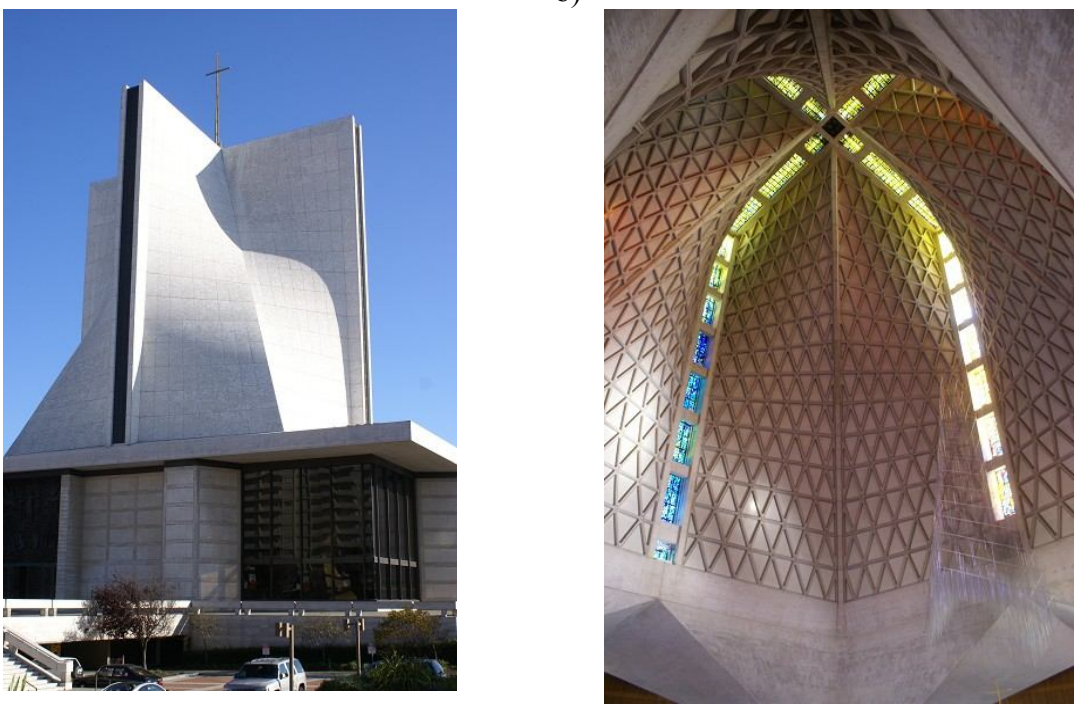


Rys. 4. Max Berg, Hala Stulecia, Wrocław, 1911-1913 a) – widok, b) – wnętrze hali

a) b)

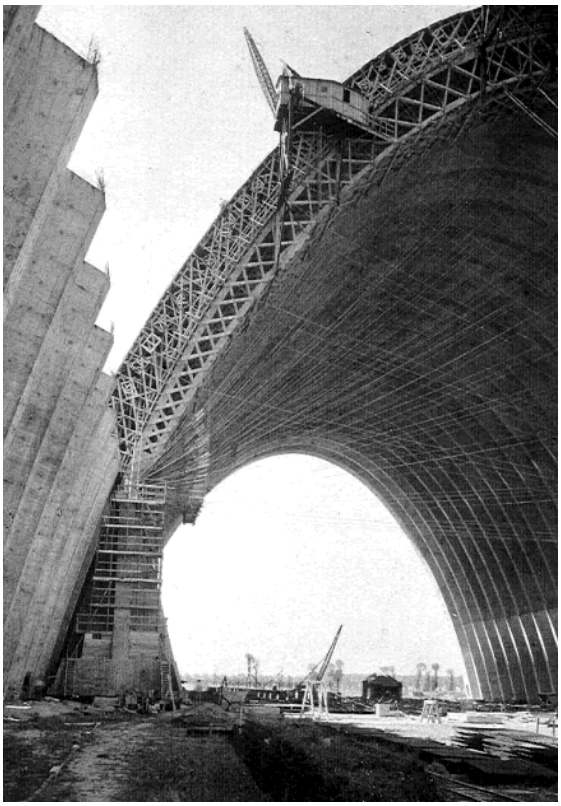
Rys. 5. Pier L. Nervi, Palazzetto dello Sport, Rzym, 1956-1957 a) – widok, b) – wnętrze hali

a) b)



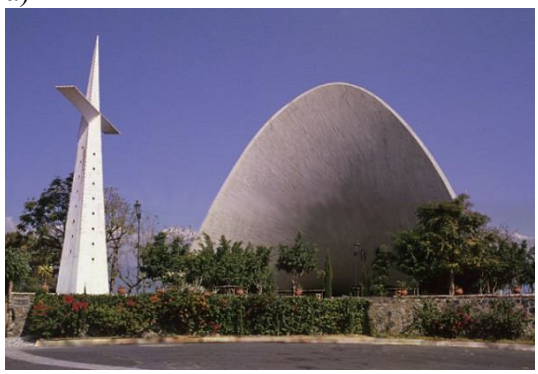
Rys. 5. Pier L. Nervi, Kaplica Saint Mary of the Assumption, San Fransisco, 1971
a) – widok, b) – wnętrze Kaplicy

Inny typ powłokowych konstrukcji z betonu rozwijali w swej twórczości konstruktor Robert Maillart (1872-1940) oraz architekt i konstruktor Felix Candela (1910 -1997). Powłoka żelbetowa zaprojektowana przez Maillarta to Pawilon Cementu na Szwajcarskiej Wystawie Narodowej w Zurychu w 1939 roku. Była to pierwsza łupina paraboliczna o wysokość 11,7m, rozpiętości 16,0 m i grubość jedynie 6 cm. – (rys. 7). Zaś Candela pomysł ten wykorzystał w uformowaniu kaplicy Mirador de Palmira 1958-1959 w Morelos w Meksyku - (rys. 8). Skonstruował tam łupinę paraboliczną, której rozmiar przekracza dwukrotnie dzieło Maillarta.



Rys. 7. Robert Maillart, Pawilon Cementu na Szwajcarskiej Wystawie Narodowej, Zurych, 1939 (w trakcie budowy)

a)



b)

Rys. 8. Feliks Candela, Kaplica Mirador de Palmira, Morelos, Meksyk, 1958-1959, a) – widok, b) – wnętrze Kaplicy

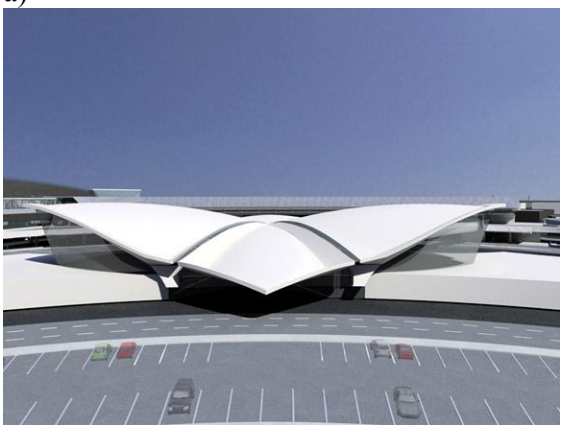
Rys. 9. Felix Candela, restauracja Xochimilco, Mexico City, 1958

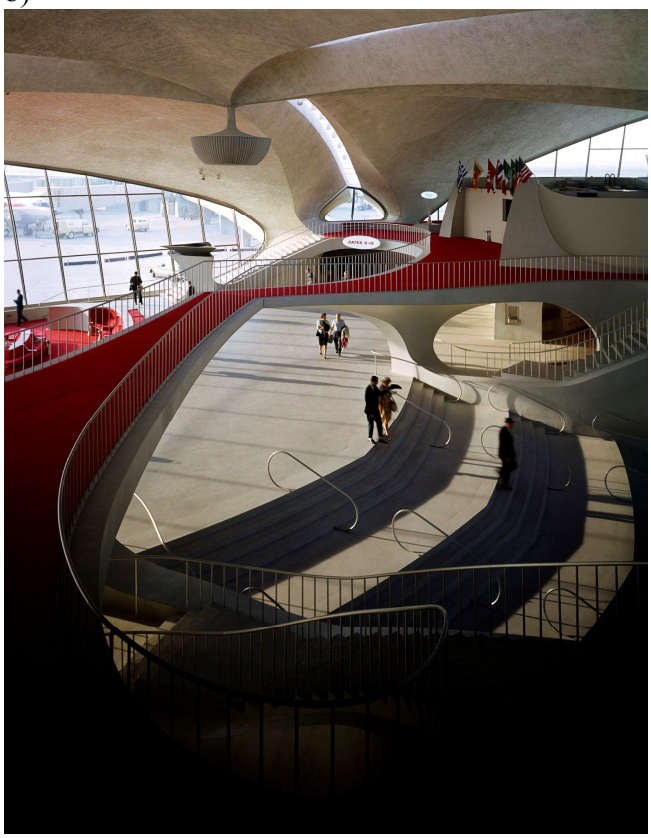
a) b)

Rys. 10. Felix Candela, a) – restauracja, b) - budynek główny na terenie edukacyjnego parku l'Oceanografic, Walencja, 1997-2002

Rys.11. Powłokowe hiperboloidalne chłodnie kominowe dla przemysłu energetycznego

a) b)

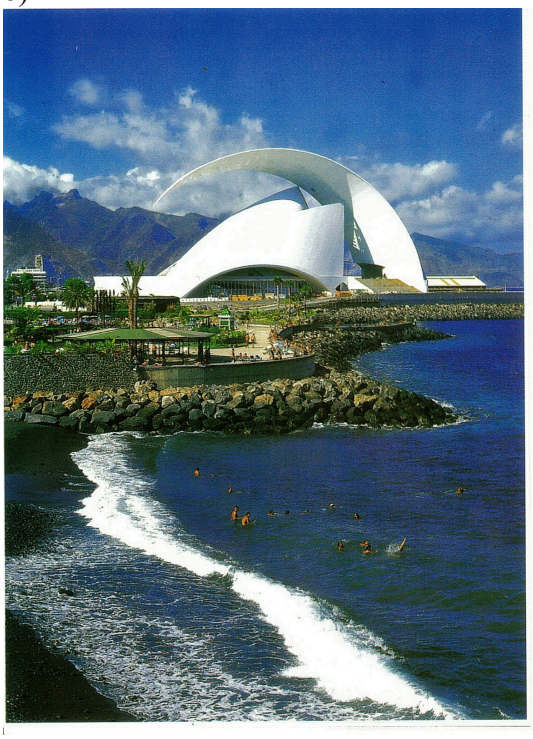




Rys. 12 Eero Saarinen, Terminal TWA, Nowy York, 1956-1962, a) – widok, b) – wnętrze terminala

a)

b)



Rys. 13. Santiago Calatrava,
a) – Palacio de les Arts (opera), Walencja, 1991-2006
b) – Audytorio de Tenerife, Santa Cruz de Tenerife, 1991-2003,

Felix Candela stosował także koncentrycznie usytuowane i zespolone z sobą wycinki paraboloidy hiperbolicznej, ograniczone krzywoliniowymi brzegami. Sąsiadujące z sobą elementy tworzą wtedy sztywne pachwiny gdzie koncentrują się obciążenia przechodzące przez łupiny w postaci sił działających sklepieniowo wzdłuż linii parabolicznych. Pachwiny działają usztywniająco jak krawędzie tarczownicy.

Tak zaprojektował w 1958 roku przekrycie o rozpiętości 42,7 m nad restauracją Xochimilco w Mexico City – (rys. 9). Ten rodzaj cienkościenych struktur powłokowych Candeli można od 2002 roku oglądać również w parku edukacyjnym L'Oceanogràfic należącym do kompleksu *Ciutat de les Arts i les Ciències* w Walencji – (rys. 10). Candela stał na stanowisku, że paraboloida hiperboliczna jest formą najłatwiejszą i jedyną do opanowania na pomocą elementarnej matematyki. Przestrzegał przed projektowaniem form swobodnych, dowolnie uformowanych ze względu na ówczesne trudności obliczeniowe i kreślarskie oraz wytwórcze. Piękne formy geometryczne mają również powłokowe płaszcze hiperboloidalnych chłodni kominowych, stosowanych powszechnie w elektrociepłowniach – (rys. 11).

Dowolność kształtowania betonu była na tyle atrakcyjna, że architekt Eero Saarinen (1873-1950) odważył się podjąć strukturalnego kształtowania form swobodnych. Przy ścisłej współpracy z inżynierami Ammanem i Whitneyem zaprojektował w latach 1956-1962 Terminal TWA na Lotnisku im. Kennedy'ego w Nowym Jorku – (rys. 12). Forma jest tu całkowicie uwolniona od kąta prostego, okręgów i paraboli. Mimo to, w każdej krzywiźnie i każdym detalu wyczuwa się jedność formy i konstrukcji osiągniętą w wyniku przestrzegania prawa ciążenia , wytrzymałości materiału, a przede wszystkim idei konstrukcji łupinowej. Projekt ten był realizowany z modelu w skali 1:35. Podobnie uczynił Eduardo Torroja (1900-1961) przy realizacji Tachira-Club w Caracas (1960-1962). Ze względu na niemożność rozwiązania równań różniczkowych przy próbie analitycznego obliczenia formy, ograniczano się do metod przybliżonych w oparciu o które sporządzano model jako podstawę dla wykonawstwa.

Transfer technologii cyfrowych z innych gałęzi przemysłu sprawił, że dziś cyfrowy model obiektu jest podstawą do fabrykacji jego elementów i montażu *in situ*. Zaś łatwość

projektowania form i powierzchni swobodnych przy współudziale cyfrowych narzędzi projektowania czyni wyzwania dla inżynierii materiałowej. Nacisk kładziony jest na poszukiwania lekkich i wytrzymałych materiałów kompozytowych (głównie na bazie betonu) dla skomplikowanej geometrycznej powierzchni architektury.

Korzystając ze współczesnych technik obliczeniowych i możliwości obrazowania zachowań strukturalnych architekt i konstruktor Santiago Calatrava (ur. 1951) wychodzi daleko poza podejście swoich znamienitych poprzedników. Konstrukcja dla tych inżynierów i architektów była wynikiem dążenia do zachowania równowagi między naukowymi kryteriami efektywności a innowacyjnością tworzonych form. Zaś, według Calatravy inżynieria to sztuka nowych możliwości, stąd poszukuje on nowego słownika form, dla których beton może być podstawowym budulcem. Eksperymentuje z gładkimi powierzchniami ze zbrojonego betonu, które w strukturalny sposób łączy z wymogami wrażliwej zawartości użytkowej unikatowych form. Najlepiej ukazują to budowle takie jak: Palacio de les Arts (opera) w Walencji oddane do użytku w 2006 roku – (rys. 13) a oraz Audytorio de Tenerife (1991-2003) w Santa Cruz de Tenerife - rys. 13 b.

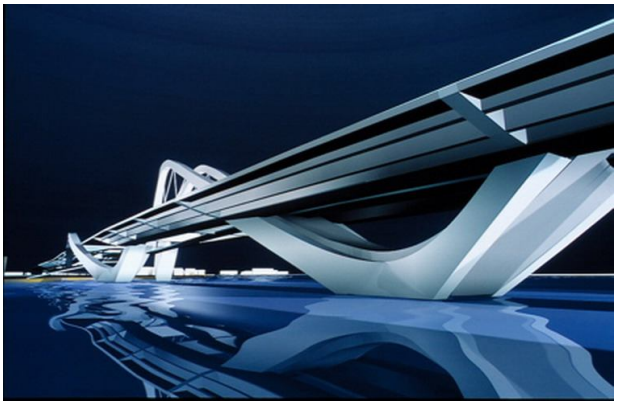
Beton wciąż odgrywa istotną rolę w sztuce budowania, w kształtowaniu nowych form i metod obliczeniowych. Nie zawsze jednak zastosowanie betonu prowadziło do uzyskiwania nowych form strukturalnych. Przykładowo, dla le Corbusiera (1877-1965) surowy beton (*le beton brut*) był nie tylko budulcem, ale również wyznacznikiem wartości artystycznych dzieła architektury. Traktował to tworzywo z taką sama estymą jak kamień naturalny. Realizując dzieła takie jak Unit d'Habitation (1947-1952) w Marsylii, Kapitol dla Chandigarhu (1951- 1962), kaplicę pątniczą *Notre Dame du Haut* (1955) w Ronchamp (1955) czy klasztor *Saint-Marie-de-la Tourette* (1957-1960) w Eveux rehabilitował beton jako materiał budowlany uważany wcześniej za nie dość szlachetny by mógł być eksponowany. Kaplica pątnicza w Ronchamp – (rys. 14), przeszła nawet oczekiwania swojego twórcy. To nie tylko wyraz zmysłowości i nowego monumentalizmu, to także manifestacja możliwości formowania jakie daje beton.

Rys. 14. Le Corbusier, Notre Dame du Haut, Ronchamp

Chodzi tu przede wszystkim o ukształtowanie dachu, który jak odwrócona skorupa kraba, z góry jest płaska, wypukłością jakby zwisa ku dołowi, aby zbliżyć się do wysokości 4,52m, mierzonej z poziomu wnętrza kaplicy. Skorupę tę tworzą dwie betonowe powłoki o grubości 6 cm każda i oddalające się od siebie do odległości 2,26 m. Wewnątrz tej skorupy znajduje się siedem żelbetowych żeber, każde o grubości 16 cm i różnej rozpiętości oraz wiele mniejszych, o długości w przedziale od 1,40 do 3,70 m. Skorupę podparto na żelbetowych słupach, ukrytych w grubych ścianach kaplicy. Tylko ich wierzchołki wystają 10 cm ponad wysokość ścian. Tak powstała szczelina dla światła dziennego by podkreślać zmysłowe i pełne siły przenikanie zakrzywiających się, masywnych ścian. Kaplica

w Ronchamp nie jest jednak formą strukturalną, co nie umniejsza jej wartości. W innym projekcie Pawilonu Philipsa, Le Corbusier wykazał umiejętność konsekwentnego stosowania formy paraboloidy hiperboliczej. W końcu XX wieku, pod wpływem Le Corbusiera, surowy beton był akceptowany jako środek ekspresji artystycznej. Można tu wymienić niektóre dzieła Tao Ando, Zahy Hadid – (rys. 15, 16), czy Güntera Domeniga – (rys. 17).

Rys. 15. Zaha Hadid, Straż pożarna, Vitra Design, Veil, Szwajcaria, 1997



Rys. 16. Zaha Hadid, Sheikh-Zayed-Bridge, Abu-Dhabi, ZEA, 1998-2009

Rys. 17. Günter Domenig, Seinhause, Seindorf, Koryntia, Austria, 1994-1998

Rys.18. Antono Gaudii, Casa Batlo, Barcelona, 1905-1907

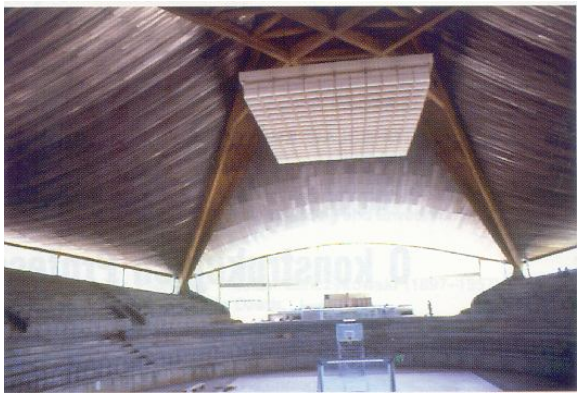
Rys.19. Friedensreich Hundertwasser**,** Wieża widokowa osiedla mieszkaniowego, Magdeburg, 2002-2006

Natomiast, Antonio Gaudi (1852-1926), wybitny przedstawiciel hiszpańskiego Art. Nouveau traktował beton jako tworzywo do łatwego modelowania. Wychodząc poza historyczny dyskurs struktura/dekoracja wprowadzał formy, w których nie wykorzystywał właściwości konstrukcyjnych betonu tylko łatwość jego formowania. Najlepiej ukazują to budowle zwłaszcza takie jak: Casa Batló (1904-1906) – rys. 18, Casa Milà (1905-1910), Park Güell (1900-1914). Niemniej jego eksperymenty w wyznaczaniu powierzchni minimalnych na długo wyprzedziły badania naukowe Otto Freia. W drugiej połowie XX wieku podobnie beton traktował Friedensreich Hundertwasser (1928-2000) – rys. 19, co najlepiej uwidoczniło się w formach austriackiego kąpieliska wód geotermalnych Rogner Bad Blumau (1994-1997) w Styrii.

Z polskich twórców należy wyróżnić konstruktora Wacława Zalewskiego (ur. 1917), autora wielu projektów w kraju (m.in. hali głównego dworca kolejowego w Katowicach (1966-72), hali Torwar w Warszawie - 1960, hali widowiskowo-sportowej *Spodek* w Katowicach - 1962, „Supersamu" w Warszawie - 1960) i zagranicą, z interesującymi przykryciami strukturalnymi – (rys. 20). Interesujące rozwiązania z zakresu kształtowania konstrukcji z betonu zastosował Wojciech Szymborski w budowanej Świątyni Świętej Bożej Opatrzności w Warszawie – (rys. 21).

a)

b)



Rys.20. a), b), Wacław Zalewski, Hala sportowa na 4000 widzów, Barcelona (Wenezuela)

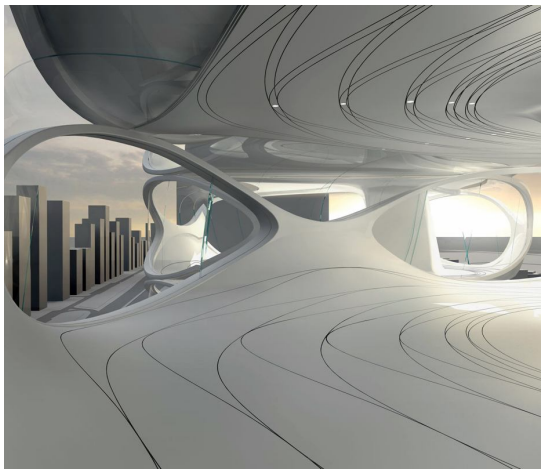
a)

b)

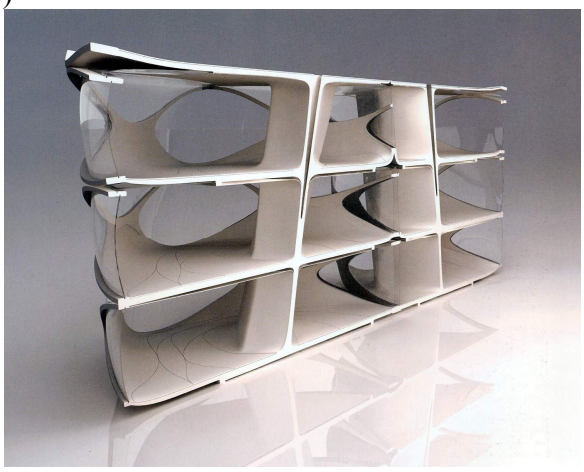
Rys.21. a), b), Wojciech Szymborski, Świątynia Świętej Bożej Opatrzności, Warszawa, od 2003

a)

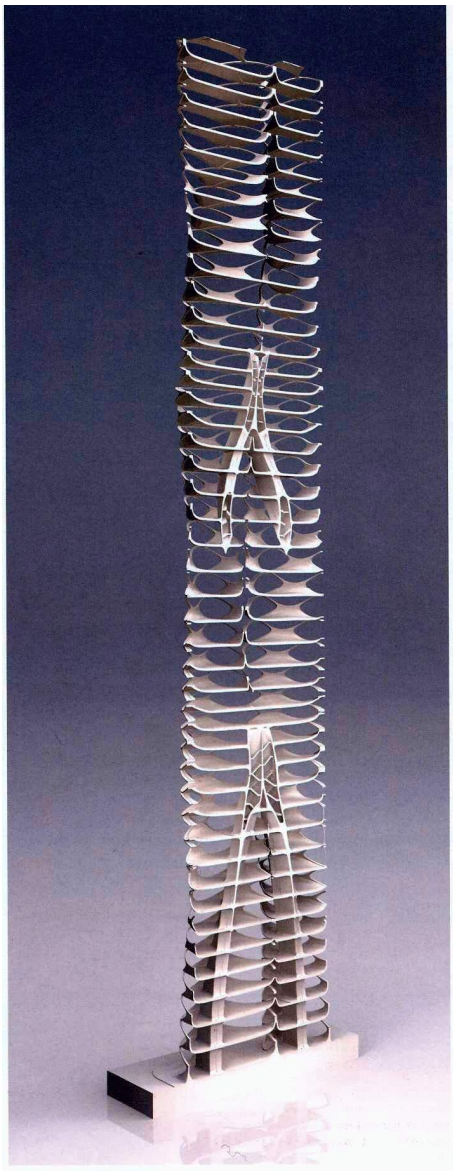
b)



c)



d)



Rys. 22. Ali Rahim, Hina Jamelle, Residential Tower, Dubai, 2005-2007,
a) widok ogólny- wizualizacja,
b) fragment przestrzeni mieszkalnej,
c) widok sekcji wieżowca ukazujący mutacje powierzchni od wnętrza na zewnątrz.
d) przekrój poprzeczny budowli po transformacji (model cyfrowy)

Wprowadzenie technologii cyfrowych wraz z logiką narzędzi wspomagających projektowanie, opartych głównie na topologii, zrewolucjonizowało na początku XXI wieku projektowanie inżynierskie i architektoniczne. Przed projektantami otwarły się nowe możliwości opracowywania form, metod obliczeń statycznych, wytrzymałościowych, etc. oraz symulacji zachowań materiałowych w różnych warunkach.

Przykładowo, na University of Pennsylvania Ali Rahim poszukuje nowych rozwiązań strukturalnych dla budowli wysokich, w których powierzchnia, będąc zarazem elewacją i strukturą, zachowałaby swoją ciągłość. Geometria topologiczna i algorytmy generatywne pozwoliły tak wygenerować formę, ze krzywizny ścian zewnętrznych przechodzą płynnie w poziomy stropów. Opracowanie techniczne polegało na bezkonfliktowym zintegrowaniu powierzchni strukturalnej z innymi systemami budynku. W projekcie uwzględniono także technikę fabrykacji i montażu *in situ*. Na każdym poziomie zmienia się strukturalna zdolność modułów do przenoszenia obciążeń. Projekt powstał przy współpracy z producentami szkła oraz wytwórcami prefabrykatów z betonu z proszków reaktywnych CRP, w Guangdong w Chinach. Ważne było pełne skoordynowanie cyfrowych modeli geometrycznych z możliwościami urządzeń cyfrowych będących w dyspozycji wytwórców. Jest to potwierdzenie, że dzięki cyfrowej integracji projektowania i technik wytwarzania można osiągnąć to, co nazywane jest „elegancją" czyli połączenie eksperymentów formalnych, programu użytkowego i materiałów w unikatową propozycję [2] – rys. 22.

4. PODSUMOWANIE

Podane w niniejszej pracy przykłady tylko w niewielkim stopniu pokazują możliwości kształtowania konstrukcji budowlanych z betonu. Można byłoby tu przytoczyć niezliczone konstrukcje mostowe, zwłaszcza łukowe, budynki użyteczności publicznej o oryginalnych kształtach, budynki mieszkalne, sakralne, przemysłowe, handlowe itp.
Beton daje tu wprost nieograniczone możliwości kształtowania spełniającego różnorodne kryteria (wytrzymałościowe, trwałościowe, konstrukcyjne, ekologiczne i estetyczne).

Postęp w technologii betonu (betony wysokowartościowe, samozagęszczalne, architektoniczne z proszków reaktywnych, fibrobetony) powoduje, że beton – w dającej się przewidzieć przyszłości – pozostanie podstawowym i wielce obiecującym – pod względem formy kształtowanych budowli – materiałem budowlanym.

Literatura

[1] Curt Siegel, *Formy strukturalne w nowoczesnej architekturze* (tł. E. Piliszek), Arkady, Warszawa 1964.
[2] Sigfried Giedion, *Przestrzeń, czas, architektura. Narodziny nowej tradycji*, PWN Warszawa 1968.
[3] Władysław Borusiewicz, *Konstrukcje budowlane dla architektów*, Arkady, Warszawa 1978.
[4] Peter Gossel, Gabriele Leuthauser, *Architecture in the Twentieth Century*, Benedikt Taschen, 2002.
[5] *Architecture in Digital Age*. (red. Branko Kolarevic), NewYork and London, 2005.
[6] Philip Jodidio, *Calatrava,* Taschen/ TMC Art, 2005.
[7] Ali Rahim, *Catalytic Formations: Architecture and Digital Design***,** Taylor & Francis, 2006.
[8] Jonathan Glancey, *Modern World Architecture*, Carlton Books, London, 2006.

[9] Kazimierz Flaga, Wojciech Naziębło, *Świątynia Bożej Świętej Opatrzności w Warszawie. Realizacyjne problemy konstrukcyjne w kolejnych etapach wznoszenia*. Inżynieria i Budownictwo, nr 7/2008.
[10] Stanisław Kuś, *Wystawa twórczości Wacława Zalewskiego*, Inżynieria i Budownictwo, nr 11/2008.
[11] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.
[12] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2006.

CONCRETE - STRUCTURAL MATERIAL FOR SHAPING OF CONSTRUCION AND ENGINEERING OBJECTS

Summary

This paper characterizes concrete - the artificial stone - as an exelent material for shaping of civil engineering objects. Review of basic characteristic of concrete: low cost of production, relatively high compressive strength, transformation from viscous fluid to the solid during hardening is presented. Further, the utilization index of the concrete strength in building members are introduced. Development of employment of these new freatures for shaping of exceptional and expressive works of architecture and construction are shown. The works of such masters as Max Berg, Pier Luigi Nervi, Robert Maillart, Felix Candela, Eero Saariner, Eduardo Torroja, Santiago Calatrava, Le Corbusier, Zaha Hadid, Günter Domening, Antonio Gaudi, Friedensreich Hundertwasser, Wacław Zalewski, Wojciech Szymborski, and Ali Rahim are presented. At the end a new possibilities of shaping usign the digital technologies and progress in the technology of structural concrete are introduced.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Bronisław GOSOWSKI[1]
Maciej GOSOWSKI[2]
Paweł LORKOWSKI[1]
[1] Politechnika Wrocławska, Wrocław
[2] PROKON, Wrocław

NOŚNOŚĆ NA WYRYWANIE WKRĘTÓW MOCOWANYCH W CIENKIM PODŁOŻU

1. WPROWADZENIE

Ocieplone dachy trójwarstwowe w lekkich konstrukcjach stalowych wykonywane są zazwyczaj z samonośnych blach trapezowych, wspartych na płatwiach z kształtowników giętych, izolacji termicznej oraz pokrycia z blachy trapezowej. Przeniesienie obciążeń z pokrycia wymaga więc zastosowania dodatkowych elementów giętych w postaci kształtek dystansowych (podpórek omega), połączonych z płatwiami na poziomie wewnętrznych blach trapezowych, oraz ułożonych na podpórkach oczepów ceowych, do których mocowane są zewnętrzne blachy trapezowe (pokrycie). Połączenia między wymienionymi elementami wykonywane są za pomocą wkrętów samowiercących podczas montażu. We wszystkich połączeniach podłoże stanowią stalowe blachy o grubości mniejszej niż 2 mm. Połączeniami najbardziej odpowiedzialnymi, w przypadku obciążenia dachu ssaniem wiatru, są przy tym połączenia oczepów z elementami dystansowymi, które były wykonane z blachy o grubości 1,55÷1,59 mm. Realizowano je za pomocą pojedynczych wkrętów firmy SFS typu SD6-H12-6.3×32. Takimi samymi wkrętami połączono elementy dystansowe z płatwiami zetowymi, wykonanymi z blachy o grubości 1,90÷1,95 mm. Połączenia natomiast blach trapezowych z płatwiami lub oczepami, które wykonano z blachy o grubości 1,92÷1,95 mm, zrealizowano na wkręty samowiercące firmy SFS typu SX6/15-S19-5.5×58. Należy zaznaczyć, że wymienione wkręty nie figurują w katalogu [1], ale są produkowane przez firmę SFS na specjalne zamówienie firmy Astron.

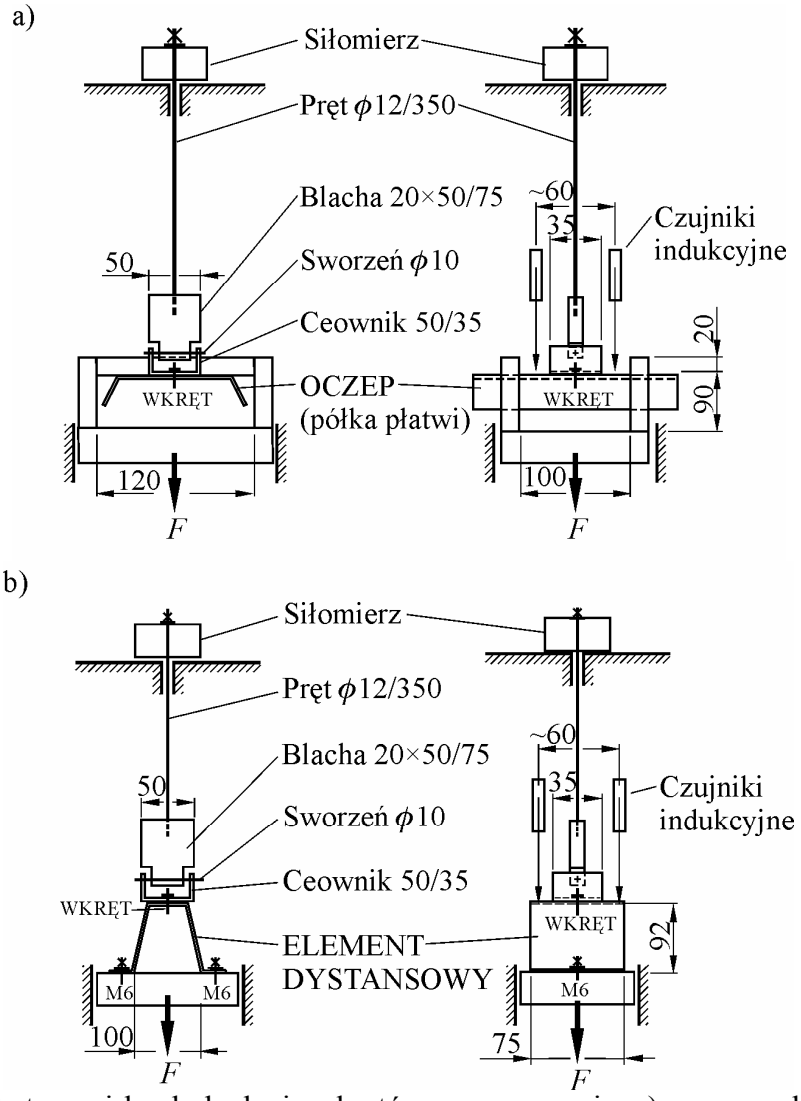
Celem badań przedstawionych w niniejszej pracy było doświadczalne wyznaczenie nośności obliczeniowej na wyrywanie z cienkiego podłoża wkrętów samowiercących zastosowanych w dachu hali produkcyjnej firmy Röben w Środzie Śląskiej, który uległ awarii w dniu 19 stycznia 2007 r. wskutek obciążenia ssaniem wiatru [2]. Badania miały ponadto, w związku ze znacznym zróżnicowaniem podawanych w literaturze technicznej wartości nośności analizowanych wkrętów samowiercących na wyrywanie (por. [3, 4]) ustalenie czy przekroczenie nośności na wyrywanie było bezpośrednią przyczyną awarii dachu hali w Środzie Śląskiej.

2. BADANIA NOŚNOŚCI WKRĘTÓW NA WYRYWANIE

Badania nośności wkrętów na wyrywanie przeprowadzono dla czterech rodzajów połączeń, w których występują dwa rodzaje wkrętów oraz różne elementy gięte w roli podłoża. Wkręty SX6-5.5×58 badano na wyrywanie po uprzednim wkręceniu ich w środnik oczepu (połączenie zewnętrznych blach trapezowych z oczepami) lub w górną półkę płatwi zetowej (połączenie wewnętrznych blach trapezowych z płatwiami). Wkręty natomiast SD6-6.3×32 wyrywano odpowiednio z górnej półki płatwi zetowej (połączenie elementów dystansowych z płatwiami) lub z elementu dystansowego (połączenie oczepów z elementami dystansowymi).

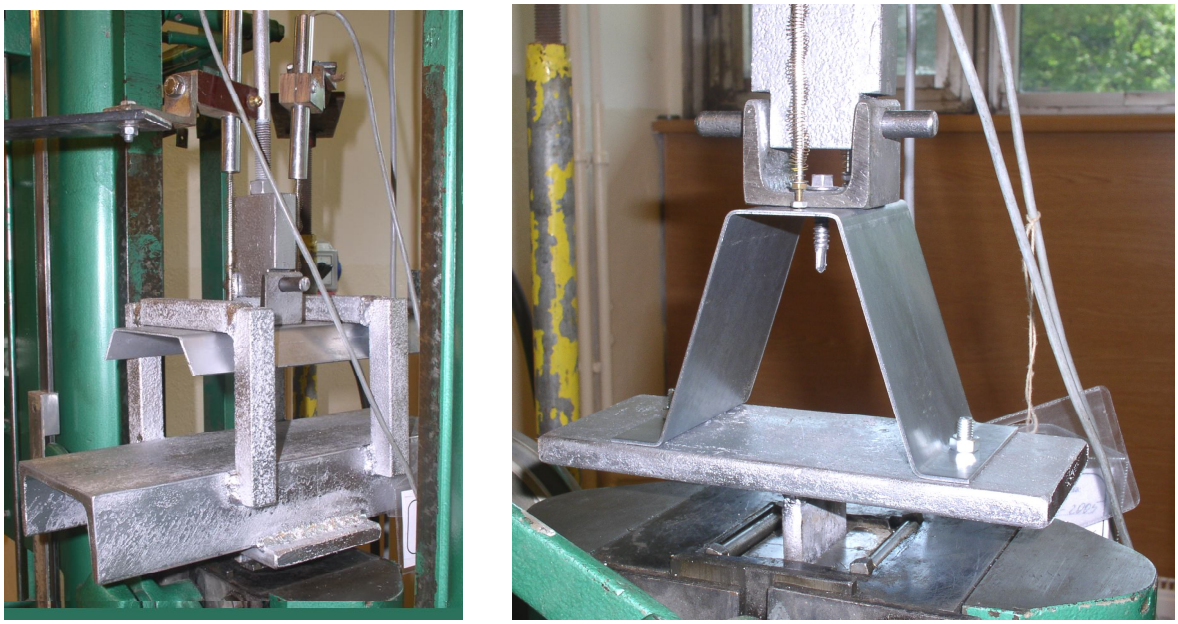
2.1. Opis stanowiska badawczego

Stanowisko do badania nośności wkrętów na wyrywanie z cienkiego podłoża, zostało wkomponowane w zrywarkę tak, aby można było realizować obciążenie wyrywające wkręt F korzystając z jej napędu. Na rysunku 1 pokazano schematycznie to stanowisko, w wersji dostosowanej do badania wkrętów na wyrywanie z oczepu lub półki płatwi (rys. 1a) oraz – z elementów dystansowych (rys. 1b).



Rys. 1. Schemat stanowiska do badania wkrętów na wyrywanie: a) z oczepu lub półki płatwi, b) z elementu dystansowego (podpórki omega)

a) b)



Rys. 2. Widok ogólny stanowiska do badania wkrętów na wyrywanie: a) z oczepu, b) z elementu dystansowego

Obciążenie wyrywające wkręty F rejestrowane było za pomocą siłomierza tensometrycznego o zakresie do 20 kN oraz dokładności 1 N (rys. 1). Przemieszczenia u rejestrowano natomiast za pomocą dwóch czujników indukcyjnych o zakresie 20 mm i dokładności 0,01 mm. Ciągłą rejestrację co jedną sekundę zarówno obciążenia, jak i przemieszczeń, prowadzono korzystając z mostka tensometrycznego typu Spider 8.

Widok omawianego stanowiska badawczego, w wersji dostosowanej do badania wkrętów na wyrywanie z oczepu (lub górnej półki płatwi), pokazano na rysunku 2a. Na rysunku 2b natomiast, pokazano stanowisko dostosowane do badania wkrętów na wyrywanie z elementu dystansowego.

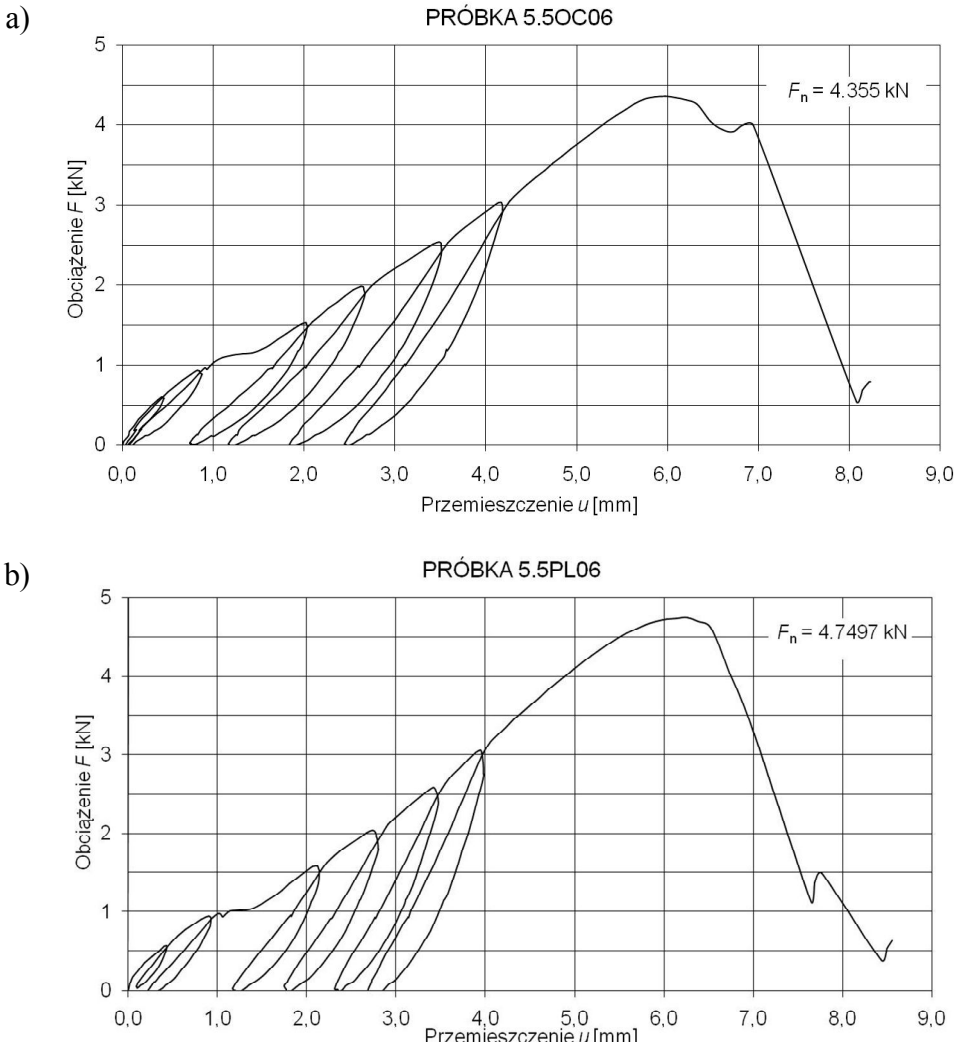
2.2. Przebieg badań

Program badań przewidywał statyczne obciążanie i odciążanie wkrętów siłą F w sposób cyklicznie narastający, z przyrostem siły F w każdym kolejnym cyklu o około 0,5 kN, aż do osiągnięcia siły niszczącej F_n. Otrzymane w ten sposób ścieżki równowagi statycznej umożliwiają obserwację procesu narastania przemieszczeń trwałych i wyznaczanie nośności obliczeniowej wkrętów z warunku zarówno zniszczenia połączenia, jak i jego użytkowalności.

W pierwszej kolejności zbadano wkręty SX6-5.5×58 na wyrywanie: z oczepów w liczbie 13. modeli, a następnie z półek płatwi. Ze względu na podobne warunki badania (grubość podłoża) oraz otrzymywane wyniki (por. rys. 3a i 3b), liczbę zbadanych modeli ograniczono w tym drugim przypadku do 7., przy czym ostatni z modeli, dla porównania, badany był w warunkach jednokrotnego obciążenia aż do zniszczenia.

Omawiane połączenia na wkręty SX6-5.5×58 zachowywały się podobnie, co widoczne jest na otrzymanych ścieżkach równowagi statycznej (rys. 3). Ścieżki mają generalnie charakter nieliniowy, przy czym przy obciążeniu F = 1,0÷1,2 kN zaobserwować można wyraźne spłaszczenie wykresu, widoczne również na wykresie otrzymanym dla modelu obciążanym jednokrotnie, po którym pozostają trwałe przemieszczenia w połączeniach, wynoszące około 1 mm. Jest to obciążenie, przy którym następuje plastyczne

rozprostowanie stalowej podkładki. Podkładka w takim stanie, mimo uszczelki z EPDM, nie zapewnia szczelności połączenia. W dalszej fazie obciążania połączenia, podkładka nadal deformuje się plastycznie, przyjmując ostatecznie postać wklęsłą.

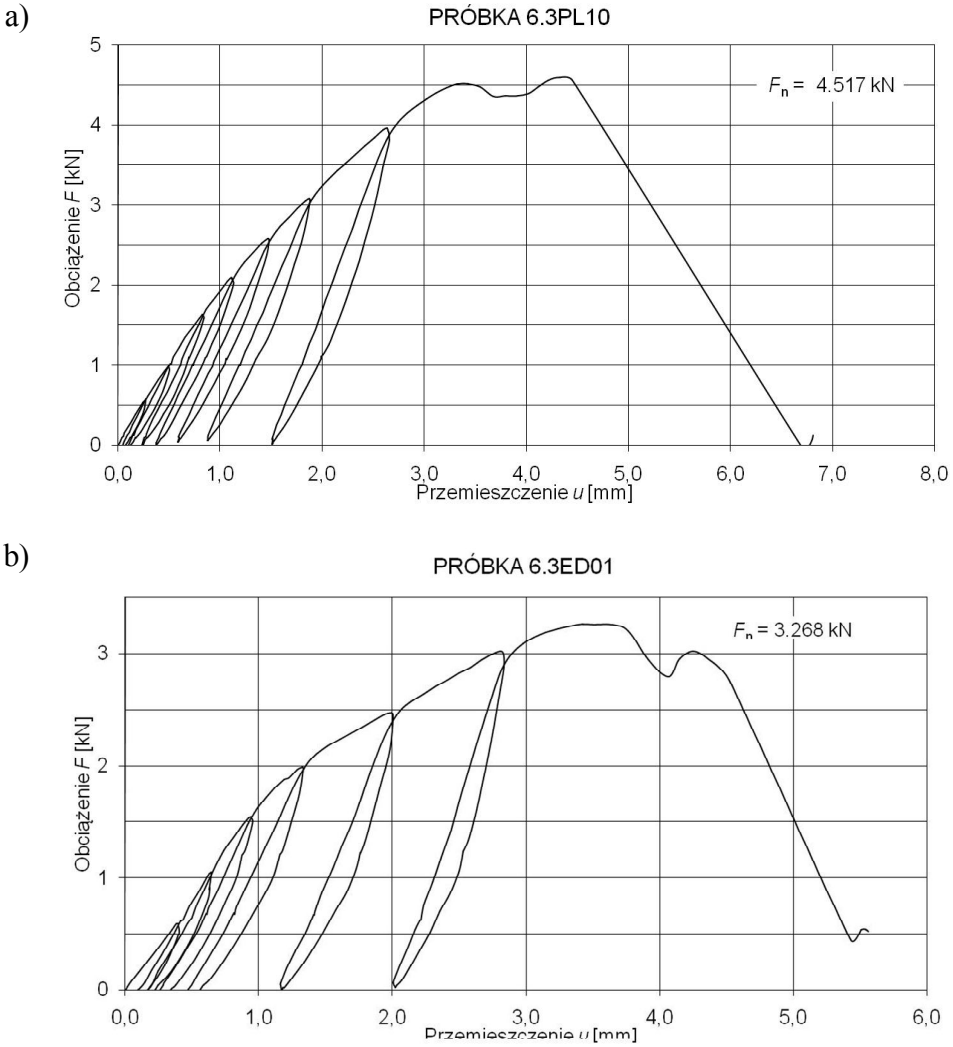


Rys. 3. Ścieżki równowagi statycznej dla wkrętów SX6-5.5×58 wyrywanych ze środnika oczepu (a) lub górnej półki płatwi (b)

Zniszczenie omawianych połączeń następowało przy obciążeniu F_n równym od 4,3 do 4,9 kN, po znacznych deformacjach plastycznych podłoża, wskutek ścięcia gwintu wewnętrznego w ściankach otworów, czemu towarzyszył efekt dźwiękowy w postaci jednego lub kilku trzasków. Przemieszczenia u w chwili zniszczenia połączeń były bardzo duże, gdyż wynosiły od 6,0 do 6,5 mm.

Następnie przeprowadzono badania na wyrywanie wkrętów SD6-6.3×32 z górnych półek płatwi. Ogółem zbadano 14. modeli, przy czym ostatni z nich, dla porównania, badany był w warunkach jednokrotnego obciążenia aż do zniszczenia. Przykładową ścieżkę równowagi statycznej dla zbadanych połączeń pokazano na rys. 4a. Podobnie jak poprzednie (por. rys. 3), ma ona charakter nieliniowy, przy czym nieliniowość uwidacznia się wyraźnie po przekroczeniu obciążenia F = 1,5 kN. Zniszczenie badanych połączeń następowało natomiast przy obciążeniu F_n równym od 4,5 do 5,4 kN. Podobnie jak w przypadku wkrętów SX6-5.5×58, zniszczenie połączeń następowało po znacznych deformacjach plastycznych

podłoża, na skutek ścięcia gwintu wewnętrznego w ściankach otworów. Przemieszczenia u w chwili zniszczenia połączeń były dość duże, gdyż wynosiły od 3,5 do 4,5 mm.



Rys. 4. Ścieżki równowagi statycznej dla wkrętów SD6-6.3×32 wyrywanych z górnej półki płatwi (a) lub z elementu dystansowego (b)

Jako ostatnie badano wkręty SD6-6.3×32 osadzone w elementach dystansowych (podpórkach omega). W tym przypadku zbadano 12 modeli. Przykładową ścieżkę równowagi statycznej dla omawianych połączeń pokazano na rys. 4b. Są one podobne do otrzymanych wcześniej (por. rys. 4a), ale charakteryzuje je wyraźniejsza nieliniowość, szczególnie po przekroczeniu obciążenia $F = 1{,}0 \div 1{,}5$ kN. Wynika to z faktu, że grubość blachy, z której wykonane są elementy dystansowe, jest mniejsza niż w przypadku płatwi. Zniszczenie omawianych połączeń następowało natomiast przy obciążeniu F_n równym od 3,2 do 3,5 kN. Podobnie jak poprzednio, zniszczenie połączeń następowało po znacznych deformacjach plastycznych podłoża, na skutek ścięcia gwintu wewnętrznego w ściankach otworów. Przemieszczenia u połączeń w chwili zniszczenie wynosiły od 3,0 do 3,5 mm.

2.3. Opracowanie wyników badań

Przeprowadzone badania wkrętów na wyrywanie z cienkiego podłoża umożliwiają wyznaczenie ich nośności obliczeniowej, której nie można przekraczać podczas

projektowania dachu. Najprostsze jest to w odniesieniu do odpowiedniej nośności z warunku zniszczenia połączenia. Wyznacza się ją statystycznie [5] na podstawie wyników otrzymanych z badań doświadczalnych, z reguły przy założeniu rozkładu normalnego, poziomu istotności α = 0,05 oraz wadliwości ω = 0,135%, co odpowiada globalnemu współczynnikowi tolerancji k_∞ = 3,0.

Wartość charakterystyczną nośności oblicza się według wzoru

$$F_{n\,\min} = \overline{F}_n - k \cdot s_{Fn} \,, \tag{1}$$

w którym: $\overline{F}_n$ to wartość średnia nośności, s_{Fn} – empiryczne odchylenie standardowe, a k – wskaźnik tolerancji zależny od liczby próbek n.

Nośność obliczeniową z warunku zniszczenia połączeń oblicza się w dalszej kolejności następująco

$$S_{Ro} = \frac{F_{n\,\min}}{\gamma_m}, \tag{2}$$

gdzie $\gamma_m = 1{,}25$ według normy zarówno PN-B-03207:2002 [6, 7], jak i odpowiedniej europejskiej.

Wyniki obliczeń nośności badanych wkrętów na wyrywanie z podłoża, z warunku zniszczenia połączeń, przeprowadzone wzorami (1) i (2), zestawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Wyniki obliczeń nośności badanych wkrętów z warunku zniszczenia połączeń

Wkręt	Podłoże	n	$\overline{F}_n$ [kN]	s_{Fn} [kN]	k	$F_{n\,min}$ [kN]	S_{Ro} [kN]
SX6-5.5×58	Oczep, półka płatwi	20	4,608	0,1957	4,07	3,811	3,05
SD6-6.3×32	Półka płatwi	14	4,972	0,2591	4,35	3,845	3,07
SD6-6.3×32	Element dystansowy	12	3,303	0,1256	4,50	2,738	2,19

Warto skonfrontować wartości nośności obliczeniowych, wyznaczone w tablicy 1, z odpowiadającymi im wartościami przemieszczeń sprężystych i trwałych, jakie powstawać będą w połączeniach. Odpowiedniego zestawienia dokonano w tablicy 2.

Analizowane przemieszczenia są największe w przypadku połączeń na wkręty SX6-5.5×58 (por. tabl. 2). Mają na to wpływ deformacje trwałe podkładek stalowych, które można ocenić na 1,0 ÷ 1,5 mm.

Tablica 2. Zestawienie przemieszczeń w badanych połączeniach przy obciążeniu $F \approx S_{Ro}$

Wkręt	Podłoże	Obciążenie F [kN]	Przemieszczenia u [mm]	
			sprężyste	trwałe
SX6-5.5×58	Oczep, półka płatwi	3,0	3,5 ÷ 4,5	2,0 ÷ 3,0
SD6-6.3×32	Półka płatwi	3,0	1,6 ÷ 2,0	0,5 ÷ 0,9
SD6-6.3×32	Element dystansowy	2,0	1,1 ÷ 1,5	0,3 ÷ 0,6

Chcąc uniknąć tak dużych przemieszczeń trwałych w połączeniach, które będą pogarszały warunki dalszej eksploatacji obiektu, podczas projektowania nie powinno się bazować na nośnościach obliczeniowych wyznaczonych z warunku zniszczenia. W oparciu o przeprowadzone badania możliwe jest podanie odpowiednich nośności obliczeniowych z warunku użytkowalności. Wartości tych nośności, które są zdecydowanie mniejsze niż wyznaczone z warunku zniszczenia, zostały podane w tablicy 3.

Tablica 3. Nośności obliczeniowe na wyrywanie wkrętów z cienkiego podłoża wyznaczone z warunku zniszczenia i użytkowalności

Wkręt	Podłoże	Nośność obliczeniowa [kN] z warunku	
		zniszczenia	użytkowalności
SX6-5.5×58	Oczep, półka płatwi	3,05	1,0
SD6-6.3×32	Półka płatwi	3,07	1,5
SD6-6.3×32	Element dystansowy	2,19	1,2

2.4. Podsumowanie

Informacje na temat m.in. nośności na wyrywanie wkrętów z podłoża, jakie można znaleźć w specjalistycznej literaturze (por. [3, 4, 6]), są bardzo zróżnicowane, a niekiedy wręcz nieprzydatne do projektowania (por. [3], gdzie podane są wartości średnich nośności otrzymanych z badań niszczących, ale bez odchyleń standardowych i liczby prób). Korzystając z odpowiednich wzorów zamieszczonych w normie PN-B-03207:2002 [6], otrzymuje się zbliżone wartości nośności obliczeniowej jak wyznaczone w tablicy 1 (por. kol. S_{Ro}). Pomija się przy tym generalnie sprawę przemieszczeń (sprężystych i trwałych) w połączeniach, a więc lekceważy warunek stanu granicznego użytkowalności.

Większa zgodność w literaturze (por. [3, 4, 6]) występuje w kwestii zakresu zastosowania analizowanych wkrętów samowiercących. Wkręty SX6-5.5×58 zaleca się stosować do podłoży o grubości min. 2,0 mm, a wkręty SD6-6.3×32 – min. 3,0 mm. W przypadku obu wkrętów warunek ten nie jest spełniony, a ponadto łby wkrętów SD6-6.3×32 znajdują się od strony blachy grubszej, co również nie jest zalecane. Z tego przypuszczalnie względu konieczne było przeprowadzenie badań na Uniwersytecie w Liege (por. [8]), które przeprowadzono niestety standardowo, bazując wyłącznie na siłach niszczących badane połączenia, mimo to, że towarzyszące tym siłom przemieszczenia w połączeniach były bardzo duże, gdyż wynosiły od 6 do 10 mm.

Przeprowadzone badania doświadczalne wkrętów samowiercących, na wyrywanie z cienkiego podłoża, pozwoliły wyznaczyć odpowiednie nośności obliczeniowe z warunku zarówno zniszczenia, jak i użytkowalności połączeń. Wartości liczbowe tych nośności zestawiono w tablicy 3. Na podkreślenie zasługuje fakt, że nośności z warunku użytkowalności są około 2 do 3 razy mniejsze niż nośności z warunku zniszczenia.

W przypadku obciążenia połączeń siłami większymi od nośności obliczeniowych wyznaczonych z warunku zniszczenia połączeń, występuje oczywiście realne zagrożenie awarią konstrukcji dachu. Z sytuacją taką mieliśmy przypuszczalnie do czynienia w przypadku hali w Środzie Śląskiej.

3. UWAGI OGÓLNE I WNIOSKI

Omówione badania doświadczalne pozwoliły na wyznaczenie nośności obliczeniowych na wyrywanie z podłoża o grubości poniżej 2 mm wkrętów SX6-5.5×58 i SD6-6.3×32 z dwóch warunków: zniszczenia i użytkowalności. Wartości tych nośności podano w tablicy 3.

Ze względów funkcjonalnych i użytkowych ważne jest takie zaprojektowanie wszystkich połączeń, aby występujące w nich maksymalne siły nie przekraczały nośności obliczeniowych wyznaczonych z warunku użytkowalności. Niespełnienie tego warunku nie zagraża wprawdzie awarią, ale będzie niewątpliwie wpływało na obniżenie walorów funkcjonalnych, a w dalszej kolejności na zmniejszenie okresu żywotności konstrukcji.

Wskazane jest upowszechnienie zasady projektowania połączeń lekkiej obudowy w oparciu o nośności obliczeniowe wyznaczane z warunku zarówno zniszczenia, jak

i użytkowalności, co jest w zgodzie z ideą projektowania konstrukcji metodą stanów granicznych. Nie sprzyjają temu niestety odpowiednie normy krajowe i europejskie, w których bazuje się na nośnościach obliczeniowych omawianych łączników wyznaczanych z warunków zniszczenia.

Odpowiedzialne połączenia na wkręty samowiercące w lekkiej obudowie, do jakich należą z pewnością połączenia oczepów z elementami dystansowymi, należałoby wykonywać z zastosowaniem co najmniej dwóch łączników w każdym połączeniu. W konstrukcjach stalowych na przykład, łączenie na pojedyncze łączniki mechaniczne dopuszcza się jedynie w wybranych połączeniach o charakterze drugorzędnym.

Literatura

[1] Katalog SFS. Technologia mocowania elementów lekkich konstrukcji przemysłowych i fasad. Poznań. SFS Polska 1997.
[2] Gosowski B., Gosowski M., Matros Z.: Badania nośności na wyrywanie z cienkiego podłoża wkrętów zastosowanych w dachu hali produkcyjnej firmy Röben w Środzie Śląskiej, Raport Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej Serii SPR Nr 29/2007.
[3] Katalog SFS. Technical performance values for SFS fasteners. SFS Stadler 1999.
[4] Aprobata Techniczna Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie AT-15-4628/2000 p.t. „Łączniki samowiercące typu SD oraz SX produkcji firmy SFS". Warszawa 2000.
[5] Gosowski B., Wilczewski P.: Badania bezpośrednich połączeń płyt warstwowych lekkiej obudowy z konstrukcją wsporczą, VIII Konferencja Naukowa „Połączenia i węzły w konstrukcjach metalowych", Olsztyn – Łańsk 2003 (Płyta CD, s. 197÷208); Konstrukcje stalowe 5(63), październik 2003, s. 43.
[6] PN-B-03207:2002. Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
[7] PN-B-03207:2002/Az1. Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
[8] Raport No. 93/245 na temat „Tests made in order to determine the design resistance under vertical suction loads of the Astron DSR assembly rail-clip-purlin", opracowany w Laboratorium MSM Uniwersytetu w Liege (Belgia), datowany 5 maja 1993 roku.

PULL-OUT FAILURE LOAD FOR SCREWS FIXED IN THE THIN WALLED BASE

Summary

The work is about experimental investigations on screw connections used for the light insulated roof, constructed from a trapezoidal sheet on Z-purlins and the insulation core covered by an upper trapezoidal sheet. The tests on pull-out failure load for screws fixed in the thin-walled elements, with thickness less from 2 mm, have been conducted to define the causes of the roof failure of a new erected hall, in with the covering was broken away of the large area due to wind suction. Four different connections that were used in the roof structure and executed from two kinds of self-drilling screws, were examined. The static relationship load-displacement of the connections are apparently non-linear, which considerable elastic and plastic strains. Thus, the obtained results showed the necessity of the screws' pull-out failure load determining can not be based on the destruction but on serviceability limit state.

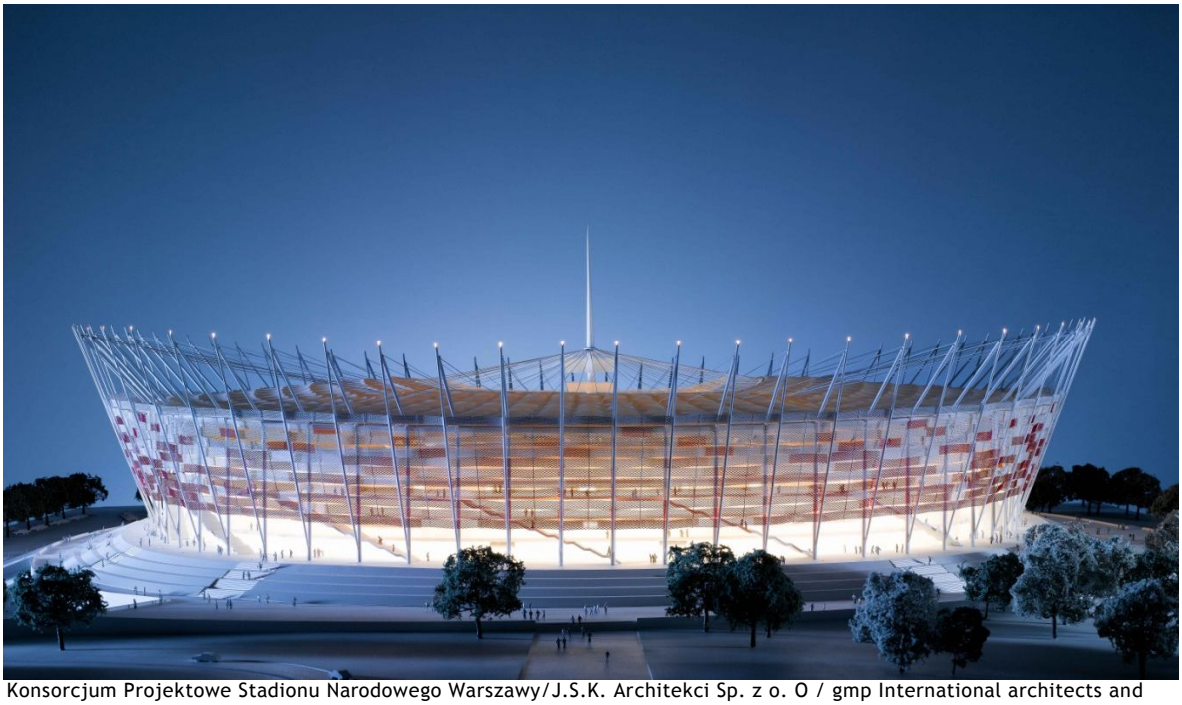
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Knut GÖPPERT
Lorenz HASPEL
Andrzej WINKLER
Schlaich Bergermann und Partner, Structural Consulting Engineers, Stuttgart

NATIONAL STADIUM IN WARSAW GENERAL DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

1. GENERAL BUILDING DESCRIPTION

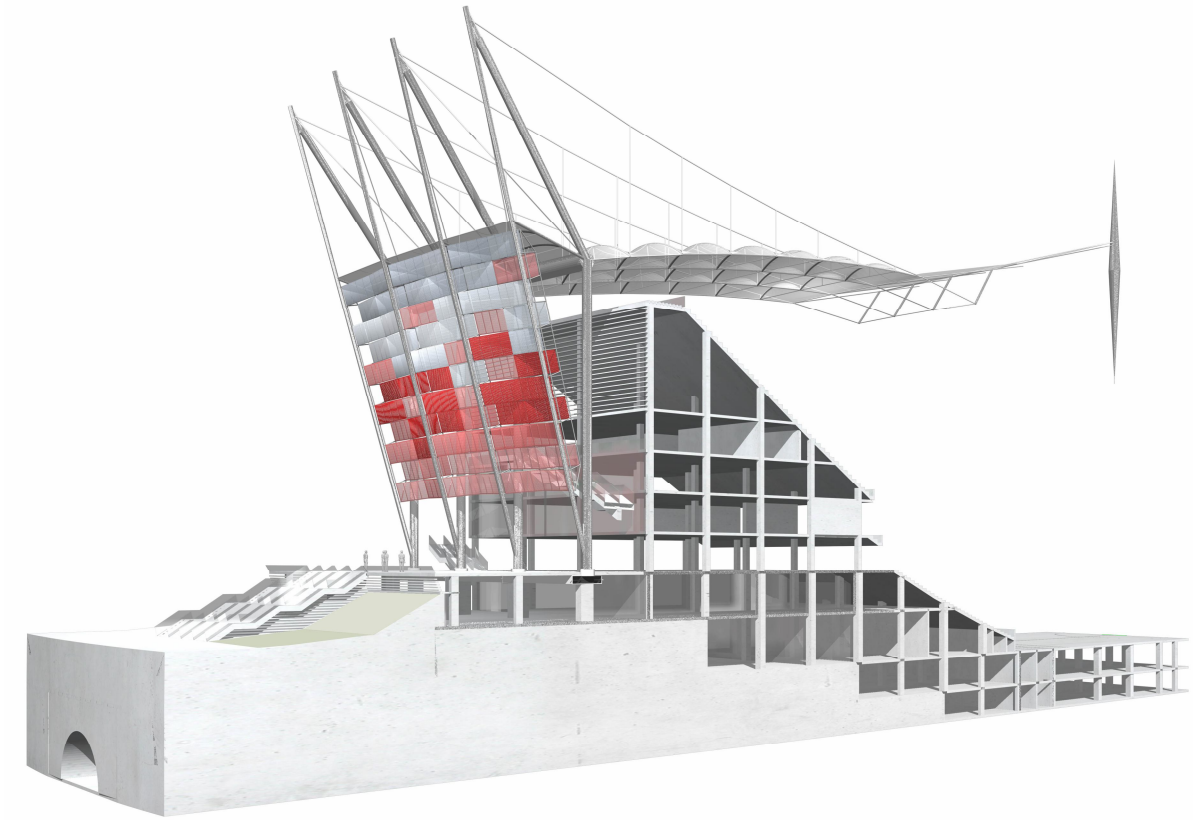
Based on the spokes wheel principle a cable supported membrane structure carried by radial cable girders spans in between a circumferential steel structure. The supporting steel structure consists of one tubular compression ring which is supported by a series of steel columns. From the compression ring a diagonal strut spans to the connection point of the upper radial cable. The outer facade tie balances at the same time the horizontal cable forces.



© Konsorcjum Projektowe Stadionu Narodowego Warszawy/J.S.K. Architekci Sp. z o. O / gmp International architects and engineers / Schlaich, Bergermann und Partner

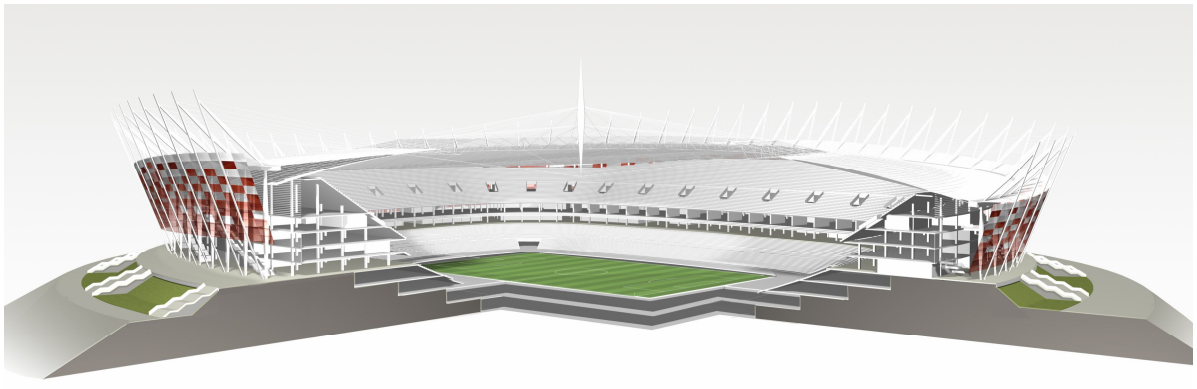
Figure. 1. Physical model of National Stadium - side view

The main roof covers the entire stands whereas the inner roof above the field is designed as a retractable roof. The retractable roof parks over the centre of the field of play in the membrane garage at the central needle.



© Konsorcjum Projektowe Stadionu Narodowego Warszawy/J.S.K. Architekci Sp. z o. O / gmp International architects and engineers / Schlaich, Bergermann und Partner

Figure. 2. Isometric view of 3D model - section



© Konsorcjum Projektowe Stadionu Narodowego Warszawy/J.S.K. Architekci Sp. z o. O / gmp International architects and engineers / Schlaich, Bergermann und Partner

Figure. 3. Isometric view of 3D model – sliced view

2. DESCRIPTION OF STRUCTURAL SYSTEM - ROOF STRUCTURE

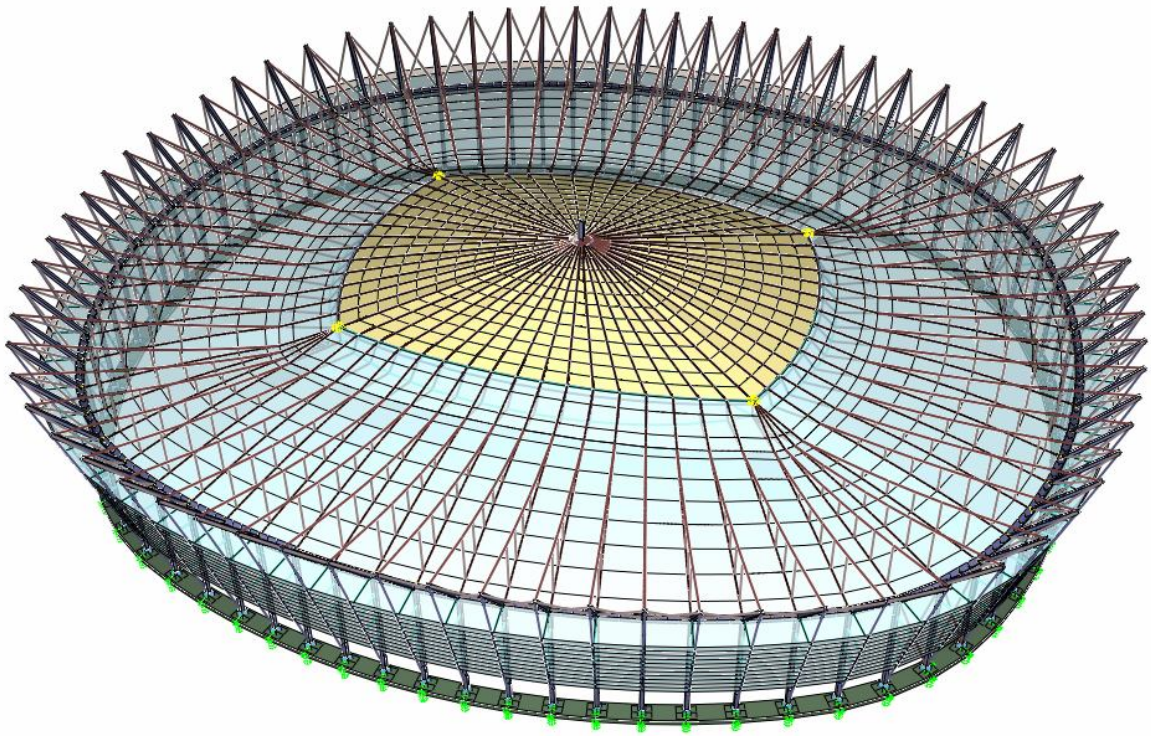


Figure. 4. Structural system - isometric view

2.1. Design principle

The structural system of the roof structure is related to the spokes wheel principle: A series of radial cables span between a central node (inner roof) / an inner tension ring (outer roof) to a circumferential arranged compression ring, providing a shortcut of the required prestress forces.

The structural system of the outer roof combines the two general principles of the spokes wheel ending up with two tension elements at the inner side and the requirement of two compression elements at the outer side, whereas one of them was replaced by means of tie (tension) and strut (compression) transfering forces to the compression ring and the foundation.

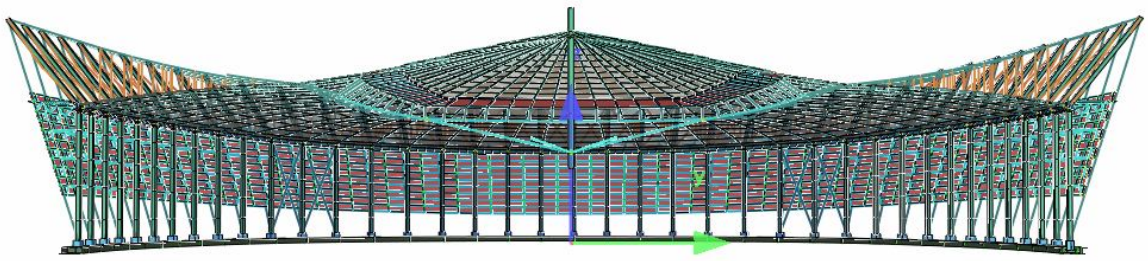


Figure. 5. Structural system - section

2.2. Working principle of the structural system

The cable structure will carry vertical downward loads (snow) by a decrease of prestress in the lower radial cables and an increase of stress in the upper cables and the ring cables. The additional tension forces of the upper radial cables will be switched at the struts to a radial compression force taken to the compression ring and a tension force within the façade ties. The compression in the struts is introduced to the compression ring that shortcuts the major part of that force. The tension in the struts is split into a radial bearing component and a vertical component that is shortcut within the columns. Suction forces will be carried the other way round.

Horizontal forces are mainly introduced through the façade. 50% is directly transferred into the foundations. The remaining forces are introduced into the spokes wheel system and transferred to the main bracings in all 4 "corners".

72 columns carry the undulating compression ring that picks up the lower radial cables and carries 72 inclined struts running up to the pickup of the upper radial cables. The pickup points also follow an undulation all around the stadium and are connected to the bearing points by means of façade ties. The struts are cross braced towards the compression ring in all axes. In all column axis cable trusses composed of an upper radial cable, a lower radial cable and a series of hangers in between connect from the compression ring and the upper pickup points to the upper and lower ring cable. In the corners 4 of the cable trusses meet at one point on the ring cables. The ring cables are kept in relatively constant distance by means of 60 flying masts but also follow slightly the undulation of the overall roof. The outer roof is covered with a PTFE coated glass fibre fabric.

The permanent visible structure of the inner roof consists of 4 mayor components, 60 upper radially orientated cables, a spire in the centre of the structure with membrane garage and video cube, 12 main stay cables, tension ring of global structure. The radial cables spanning between the upper tension ring and the centre are the main components and the primary structure of the retractable roof. The membrane is connected to these cables at certain points using sliding carriages.

The radial cables are aligned more or less equidistant to achieve a regular membrane pattern. They are spread apart by the flying mast (spire) at the center point by 50 cm to generate a slightly folded structure for the membrane and to reduce the dimensions of the centre ring with the 60 cable sockets. The folded membrane structure stiffens the complete inner roof and leads to an economic design that shows a significant architecture as well. The pre-stress distribution and the geometry are well optimized to prevent any ponding due to rain, hail or snow, but also to avoid too high forces within the complete structure. The drainage of the inner roof to the perimeter is realized by the inclination of the radial cables.

The needle is stabilized and supported by 12 main stay cables that are running to the four corner points of the lower tension ring. The very light structure and the insensitivity against deformations of the tension ring of the outer roof lead to a simple driving and controlling concept. In addition the masses that have to be moved during operation are relatively small and therefore underline the characteristics of the concept above mentioned.

The storage of the membrane is situated at the centre node. Due to the geometry of the single patterns of the membrane (triangular shape) it is easy to introduce the pre-stress in retractable roof structure by having the stressing units (hydraulic jacks) situated at the upper tension ring.

The membrane of the retractable roof consists of a PVC coated polyester fabric, highly flexible and durable and of high translucency.

2.3. Primary structure and its main elements

Main Structural Steelwork comprises of:

- 72 Columns,
- 72 elements of Compression Ring,
- 72 sloped Tip Struts to the upper cable pickups,
- 72 Façade Ties,
- 2x72 Cross Bracing of the tip struts,
- 2x4 Main Bracing (cross bracings in edges).

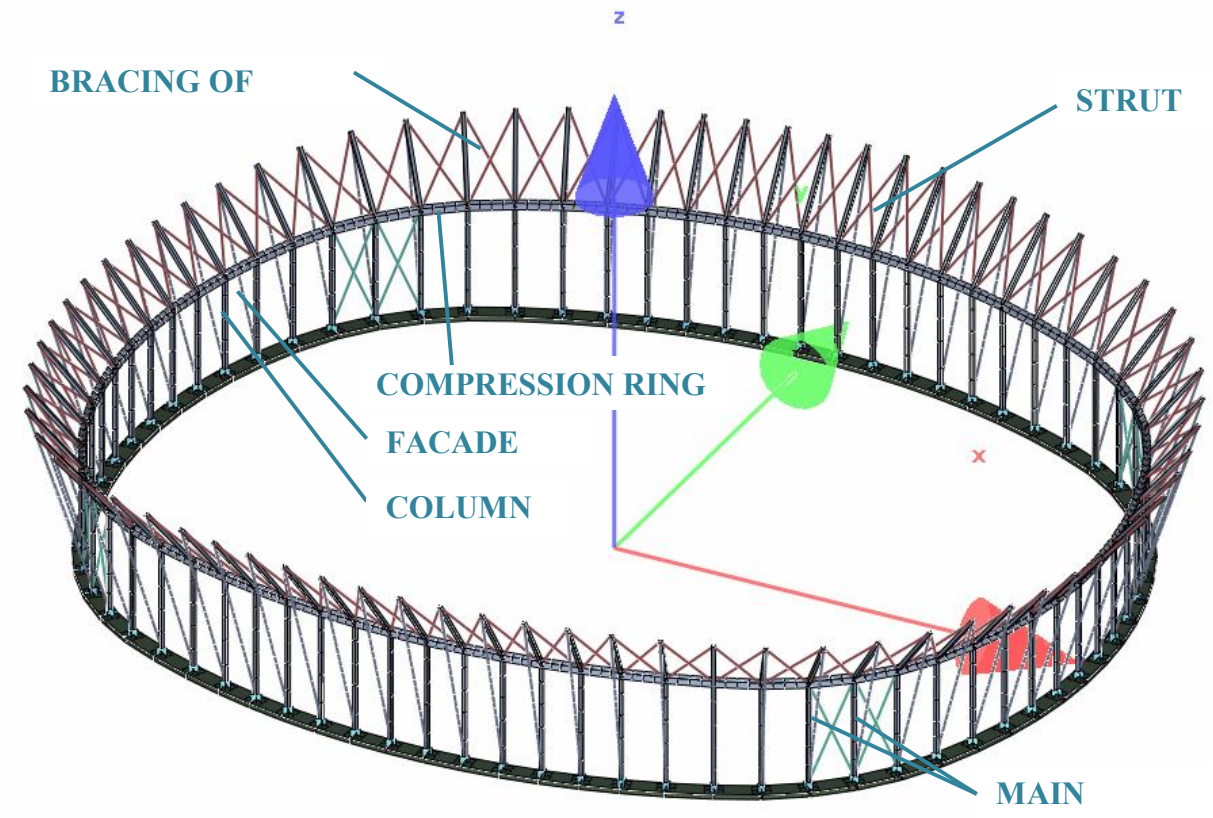


Figure. 6. Structural system – Main Steelwork

Elements of Cable Structure - outer roof:

- Upper Tension Ring,
- Lower Tension Ring,
- 72 Upper Radial Cable,
- 72 Lower Radial Cable,
- 72x7 Hangers,
- 60 Flying Masts between the tension rings,
- 6 x 2 tension ring bracings.

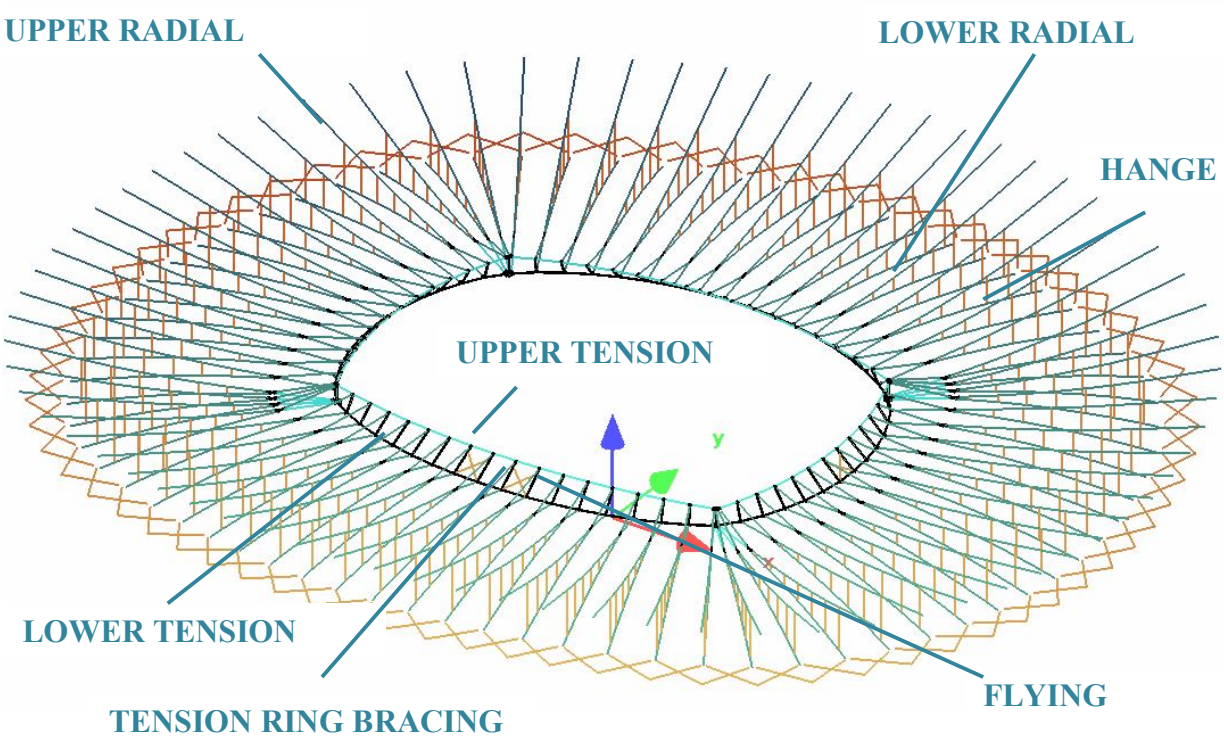


Figure. 7. Structural system – Cable Structure of outer roof

Elements of Cable Structure - inner roof:

- 60 Radial Cables orientated to the center point,
- Central Spire in the centre of the structure with membrane storage and video modules,
- Main Stays that are supporting the central spire and are connected to the corners of the tension ring.

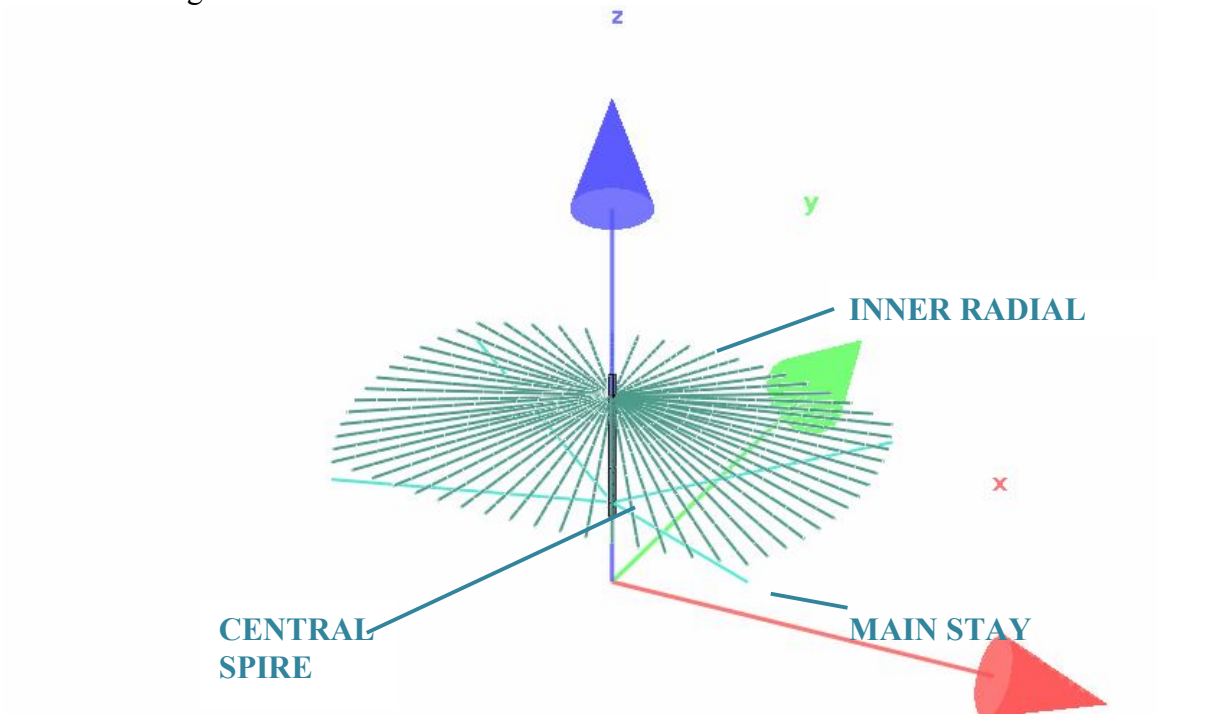


Figure. 9. Structural system – Cable Structure of inner roof

2.4. Outer shell with closer look at facade

The following elements consitute the "outer skin" of the stadium:

- Inner (retractable) Membrane Roof,
- Cantilevered Glass Roof at inner edge of permanent roof,
- Main Membrane Roof,
- Canopy Membrane Roof,
- Facade.

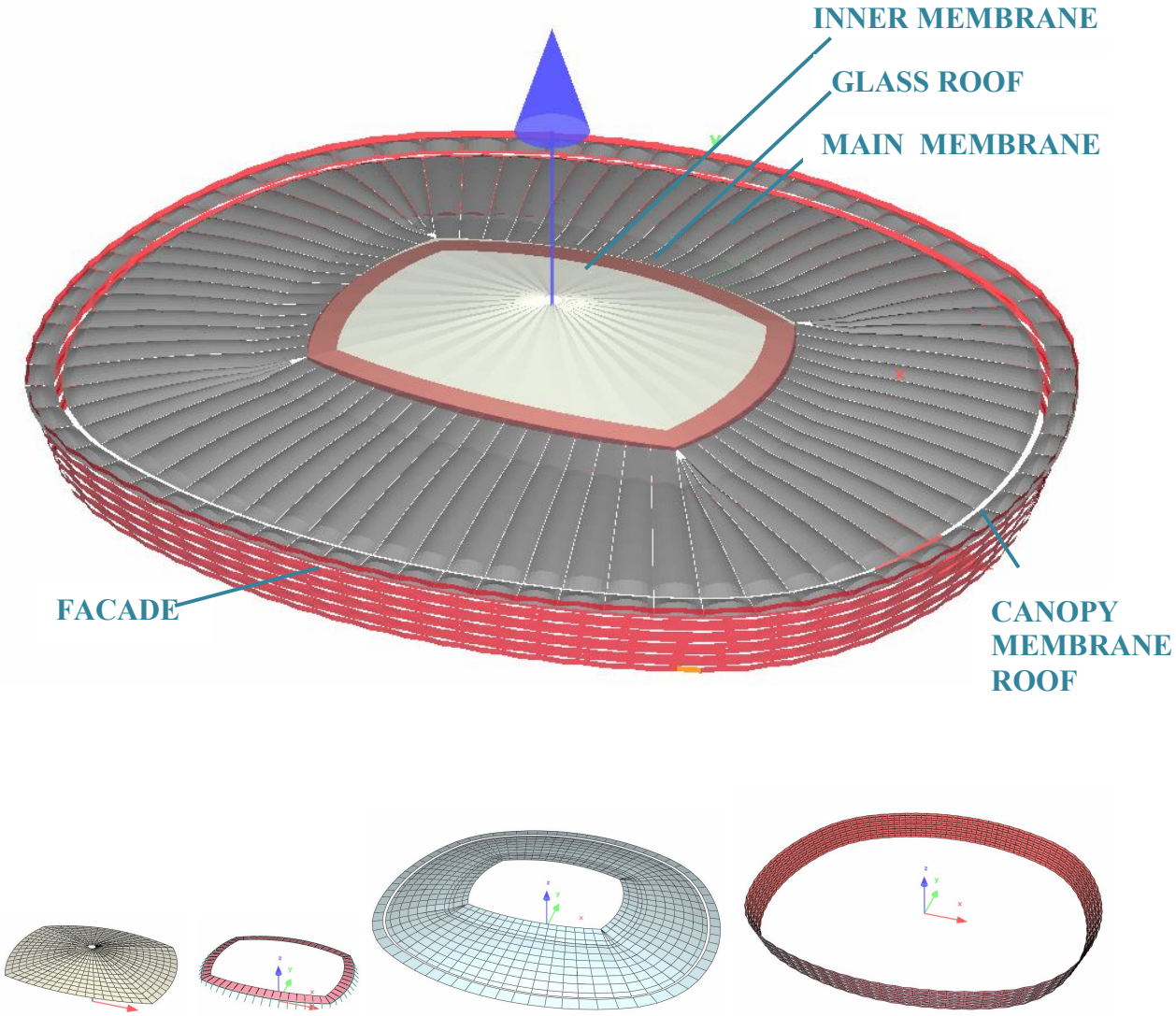
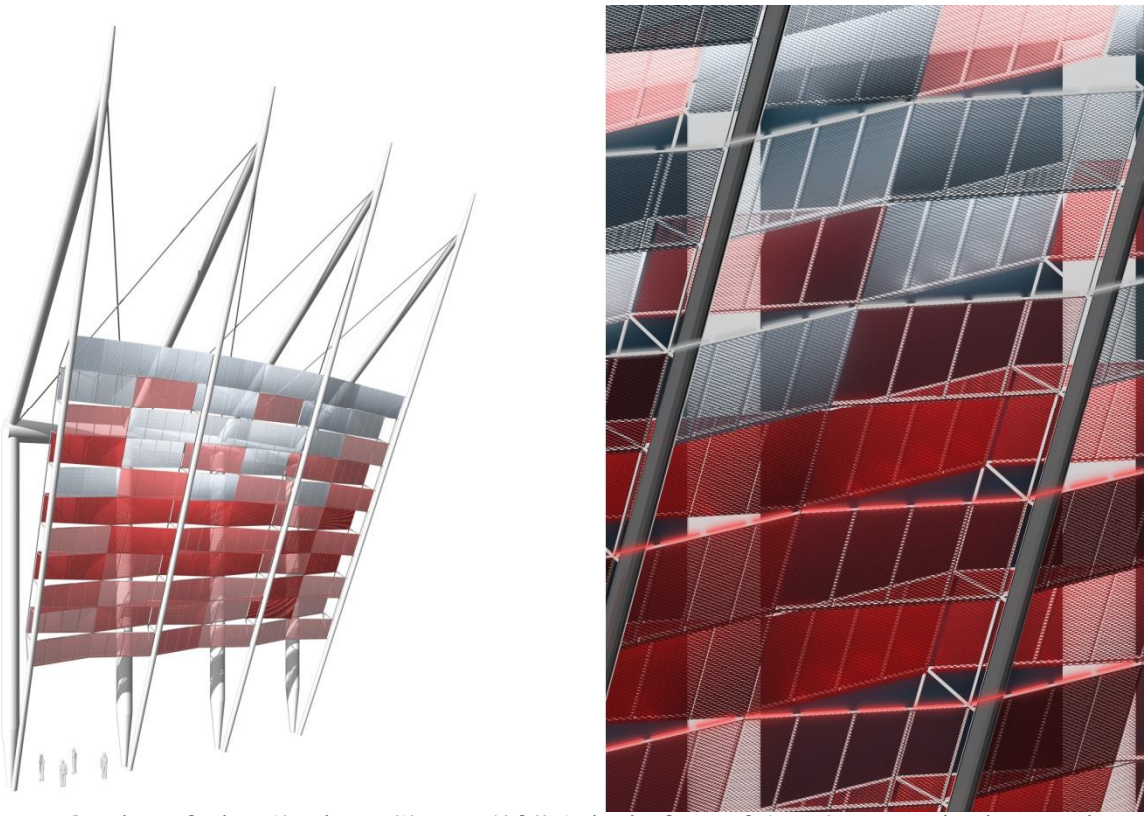


Figure. 10. Stadium's cladding

The outer façade of the structure creates an envelope around bowl and roof. Following in general the undulation of the main roof and its compression ring, level of upper and lower edge of the façade vary around the stadium. Being composed out of a consistent number of panels per roof axis, the height of the façade structure itself remains uniform.

The panels are clad with the permeable expanded aluminum sheet panels, coated in different grayish and reddish colors.



© Konsorcjum Projektowe Stadionu Narodowego Warszawy/J.S.K. Architekci Sp. z o. O / gmp International architects and engineers / Schlaich, Bergermann und Partner

Figure. 11. Rendering of segmental façade model

The primary elements of the façade structure consist of the inclined main girder (back stay of roof structure) and main tubular steel frames, which will support the permeable expanded aluminum sheet panels. The panels have a certain degree of opening. Hence wind loads can be reduced and efficiency of the structure is improved.

Structurally all panels within one roof axis are vertically suspended from the braced frame at the top and work more or less as one element in the global system. From one roof axis to the adjacent axis panels have hinged connections among each other as well as to the back stay to avoid any constraints in the global system.

To reduce bending effects in the back stay member and at the same time façade main support the back stay is connected to the vertical column and compression ring by means of struts, transferring the wind loads to the strong main columns.

Summary

The National Stadium in Warsaw, Poland was designed for 55 thousand spectators. The roof structure is a cable supported membrane structure which spans in between a circular arranged steel structure that is supported by a series of steel columns. The roof covers the entire stadium including the footbal field - the inner portion of the roof was designed as a retractable roof.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Marian GWÓŹDŹ
Justyna FERENC
Politechnika Krakowska

NOŚNOŚĆ CIENKOŚCIENNYCH ALUMINIOWYCH KONSTRUKCJI Z BLACH PROFILOWANYCH

1. WPROWADZENIE

Wraz ze zmianami systemowymi, jakie zachodziły w Polsce w latach 1990. wybudowano liczne stalowe hale wielkogabarytowe, wykorzystując nowe wtedy technologie w zakresie materiałów i wyrobów budowlanych. Bogaty asortyment stalowych blach fałdowych, paneli ściennych i płyt warstwowych, umożliwia łatwą i szybką budowę takich obiektów. Także względy techniczno-ekonomiczne i funkcjonalne w pełni uzasadniają zastosowanie na obudowę ścian i pokrycia dachów profilowanych na zimno kształtowników i blach. Procedury obliczeniowe właściwe przy projektowaniu stalowych konstrukcji cienkościennych są podane w normie europejskiej PN-EN 1993-1-3:2008 [7]. Cytowana norma jest już obecnie w Polsce dobrze znana, do czego przyczyniły się liczne prace przyczynkowe np. [1], [2] i inne oraz opracowania o charakterze monografii i poradników [3], [4], [6] . Mniej znana od normy [7] jest bliźniacza norma projektowania PN-EN 1999-1-4:2007 [8], która podaje procedury obliczeniowe właściwe przy projektowaniu obudowy z aluminiowych blach profilowanych na zimno. Zakres tematyczny tej normy, który obejmuje wyłącznie zagadnienia nośności obudowy z blach profilowanych, jest węższy aniżeli normy PN-EN 1993-1-3. W obu normach podjęto zagadnienia mechaniki konstrukcji cienkościennych. Pomimo jednolitych procedur obliczeniowych, występują różnice modelowe oraz odmienne specyfikacje ilościowe, które uzasadniają redakcję dwóch oddzielnych norm.

Przy projektowaniu budynku z zastosowaniem profilowanych na zimno blach aluminiowych rozróżnia się następujące klasy konstrukcyjne:

- *klasa konstrukcyjna I*, która zakłada przestrzenny model konstrukcji powłokowo - prętowej, czyli w obliczeniach statycznych uwzględnia się wpływ poszycia z blach na nośność i stateczność całego układu;
- *klasa konstrukcyjna II,* która zakłada płaski model użebrowanej konstrukcji powierzchniowej, czyli w obliczeniach statycznych uwzględnia się wpływ poszycia na nośność i stateczność pojedynczych elementów prętowych;
- *klasa konstrukcyjna III,* która obejmuje model prętowy i pomija współpracę poszycia w analizie nośności i stateczności (poszycie wyłącznie przenosi obciążenia na układ prętowy).

W pracy podjęto wybrane zagadnienia nośności i stateczności konstrukcji z poszyciem z blach aluminiowych profilowanych na zimno wg zaleceń normy EN 1999-1-4:2007 [8], ze szczególnym uwzględnieniem problemów niezawodności takich konstrukcji.

2. NIEZAWODNOŚĆ KONSTRUKCJI Z BLACH PROFILOWANYCH

Analiza niezawodności konstrukcji budowlanej metodą probabilistyczną poziomu 2 może opierać się na porównaniu wskaźników niezawodności [7]

$$\beta \geq \beta_u , \tag{1}$$

lub na porównaniu wartości obliczeniowych efektu obciążeń E_d i nośności R_d

$$E_d = \overline{E} + \beta_E \mu_E \leq R_d = \overline{R} - \beta_R \mu_R . \tag{2}$$

Częściowe wskaźniki niezawodności β_E i β_R we wzorze (2) są równe modułom współrzędnych punktu leżącego na prostej stanu granicznego. W metodzie obliczeń półprobabilistycznych poziomu 1 przyjętej w normalizacji europejskiej PN-EN 1990 [8], warunek (2) ma postać

$$E_d = E\{F_{d1}, F_{d2}, \ldots a_{d1}, a_{d2}, \ldots \theta_{d1}, \theta_{d1}\} \leq . \; R_d = R\{X_{d1}, X_{d2}, \ldots a_{d1}, a_{d2}, \ldots \theta_{d1}, \theta_{d1}\}, \tag{3}$$

gdzie F – efekt oddziaływania, a – charakterystyka geometryczna, θ - niepewność modelu obliczeniowego, X – właściwość mechaniczna materiału.

Indeks d w zapisie symboli w nierówności (3) oznacza, że wszystkie zmienne losowe należy przyjąć na poziomie obliczeniowym. Jest to praktyczny sposób spełnienia warunku (1), czyli zapewnienia, że obliczony metodą FORM wskaźnik niezawodności β jest równy lub większy od wartości granicznej β_u. Wartości obliczeniowe efektów oddziaływań E_d i nośności R_d należy wyznaczyć z następujących warunków

$$P(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \beta), \tag{4}$$
$$P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \beta), \tag{5}$$

gdzie współczynniki wrażliwości α_E i α_R wg PN-EN 1990 można przyjmować o wartości α_E = - 0,7 i α_R = 0,8 pod warunkiem, że stosunek odchyleń standardowych oddziaływań μ_E i nośności μ_R mieści się w przedziale

$$0{,}16 < \frac{\mu_E}{\mu_R} \leq 7{,}6. \tag{7}$$

Jeśli warunek (7) nie jest spełniony, zaleca się przyjąć α = ± 1 dla zmiennych podstawowych z dużymi odchyleniami standardowymi oraz α = ± 0,4 dla zmiennych z mniejszymi odchyleniami standardowymi. Dla obciążeń wieloźródłowych wartość współczynnika wrażliwości α_E = - 0,7 można stosować tylko dla dominujących zmiennych losowych, a dla oddziaływań towarzyszących przyjąć wartość zredukowaną α_E = - 0,4x 0,7 = - 0,28.

W eurokodach przyjęto konwencję sprawdzania niezawodności, wg której wartości obliczeniowe x_d zwykle nie są podstawiane bezpośrednio do równania stanu granicznego, lecz są podstawiane tzw. *wartości reprezentatywne* X_{rep} i F_{rep}, którymi mogą być:
- wartości charakterystyczne (kwantyle dla obciążeń F_k , wytrzymałości materiału ηX_k i cech geometrycznych a_d , gdzie η - współczynnik konwersji),
- wartości nominalne (wartości centralne cech geometrycznych a_{nom}).

Wartości obliczeniowe oddziaływań F_d i nośności X_d otrzymuje się mnożąc lub dzieląc wartości reprezentatywne przez stosowne współczynniki częściowe:

$$F_d = F_{repi}\gamma_{Fi} \rightarrow E_d = E\{F_k\gamma_{Fi}, a_d\}, \quad (8)$$

$$X_d = \eta X_k/\gamma_M \rightarrow R_d = R\{\eta X_k/\gamma_M, a_d\}. \quad (9)$$

Współczynniki częściowe γ_F i γ_M we wzorach (8) i (9) uwzględniają losową zmienność oddziaływań, wytrzymałości materiału oraz błąd modelowania tych zmiennych losowych, dlatego można je zapisać w postaci iloczynów:

$$\gamma_F = \gamma_f\gamma_{Sd}, \quad \gamma_M = \gamma_m\gamma_{Rd}. \quad (10)$$

Wartości liczbowe współczynników obciążenia γ_F są wyspecyfikowane w eurokodzie PN-EN 1990 [8], które zostały zredagowane w postaci trzech zestawów w zależności od analizowanego przypadku stanu granicznego:
- zestaw A przyjmujemy sprawdzając równowagi statycznej całego budynku (EQU),
- zestaw B obowiązuje przy sprawdzaniu warunków nośności elementów budynku (STR), z wyłączeniem fundamentów,
- zestaw C: przyjmujemy sprawdzając warunki nośności fundamentów (GEO).

Na obecnym etapie zaawansowania badań statystycznych w zakresie losowych obciążeń jednym z najprostszych sposobów zróżnicowania niezawodności jest zróżnicowanie wartości współczynników obciążenia γ_F. Można to uzyskać w postaci mnożnika K_{FI} stosowanego do współczynników częściowych. Wartości współczynników korekcyjnych K_{FI} wg zaleceń EC 1990 zestawiono w tablicy 1.

Tablica 1. Wartości współczynników K_{FI} do oddziaływań wg EC 1990

Współczynnik korekcyjny	Klasa niezawodności		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

Współczynniki materiałowe $\gamma_{M\ \mathrm{dla}}$ blach aluminiowych profilowanych na zimno są zamieszczone w normie PN-EN 1999-1-4. W zależności od stopnia uproszczeń przyjętych w modelach nośności poszczególnych elementów konstrukcyjnych wartości liczbowe tych współczynników są zróżnicowane i wynoszą:
- dla oceny stanu granicznego nośności przekrojów blach i stateczności konstrukcji $\gamma_{M1} = 1{,}1$;
- dla oceny stanu granicznego nośności połączeń $\gamma_{M3} = 1{,}25$;
- dla oceny stanu granicznego użytkowalności $\gamma_{Mser} = 1{,}00$.

W stanie granicznym nośności wytrzymałość obliczeniową blach aluminiowych profilowanych na zimno wyznacza się ze wzoru:

$$f_d = \frac{f_o}{\gamma_{M1}}, \quad (11)$$

gdzie $f_o = f_{02}$ - umowna granica plastyczności stopu odpowiadająca odkształceniom trwałym w próbie rozciągania $\varepsilon = 0{,}2$ %.

Stopy aluminium przydatne do profilowania na zimno blach i kaset są ograniczone do dwóch grup z serii 3xxx i 5xxx, o minimalnej wartości umownej granicy plastyczności $f_{02} = f_o > 165$ MPa, w stanie umocnienia zgniotem H. Wartości liczbowe f_o, a także wytrzymałość doraźną na rozciąganie f_u oraz wydłużenie względne A_{50} tych stopów wg normy PN-EN 1991-1-4 zestawiono w tablicy 2. Minima hutnicze wytrzymałości f_o i f_u, identyfikuje się jako wartości charakterystyczne X_k ze wzoru (9), czyli kwantyle dolne na poziomie prawdopodobieństwa $\omega = 0{,}02$. Przy takiej interpretacji statystycznej X_k współczynniki częściowe wynoszą: $\gamma_m = 1{,}00$ oraz $\gamma_{Rd} = 1{,}1$ odpowiednio.

Tablica 2. Minima hutnicze taśm i blach o grubości 0,5÷6 mm stosowanych do profilowania na zimno.

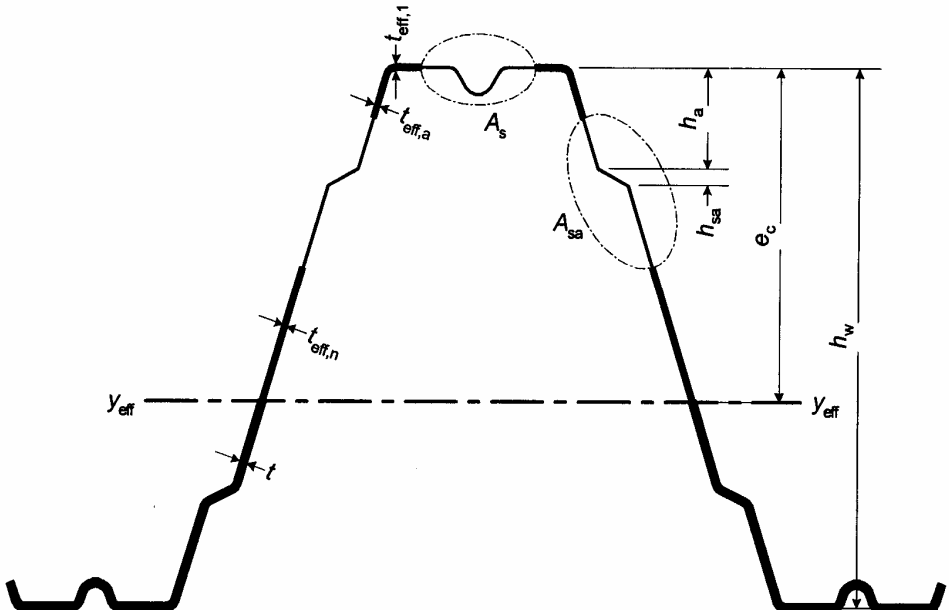
Nr stopu	Symbol	Klasa materiału	Stan przerobienia	Grubość [mm]	f_u [MPa]	f_o [MPa]	A_{50} [%]
3003	AlMn1Cu	A	H18	3	190	170	2
			H48	3	180	165	2
3004	AlMn1Mg1	A	H14|H24|H34	6|3	220	180|170	2|4
			H16|H26|H36	4|3	240	200|190	1|3
			H18|H28|H38	3|1,5	260	230|220	1|3
			H44	3	210	180	4
			H46	3	230	200	3
			H48	3	260	220	3
3005	AlMn1Mg	A	H16	4	195	175	2
			H18|H28	3	220	200|190	2|3
			H48	3	210	180	2
3103	AlMn1	A	H18	3	185	165	2
3105	AlMnMg	A	H18|H28	3|1,5	195	180|170	1|2
			H48	3	195	170	2
5005	AlMg1	A	H18	3	185	165	2
5052	AlMg2,5	A	H14	6	230	180	3-4
			H16|H26|H36	6	250	210|180	3|4-6
			H18|H28|H38	3	270	240|210	2|3-4
			H46	3	250	180	4-5
			H48	3	270	210	3-4
5251	AlMg2	A	H14	6	210	170	2-4
			H16|H26|H36	4	230	200|170	2-3|4-7
			H18|H28|H38	3	255	230|200	2|3
			H46	3	210	165	4-5
			H48	3	250	215	3

Jest to specyfikacja współczynnika materiałowego inna aniżeli przyjęto wg normy PN-EN 1993-1-3 [9] dla stalowych blach profilowanych na zimno: $\gamma_m = \gamma_{Rd} = 1{,}0$

2. METODY OBLICZANIA BLACH PROFILOWANYCH

Ocenę nośności aluminiowych blach profilowanych dokonuje się przyjmując w obliczeniach inżynierskich model belki zginanej o przekroju zastępczym wg rysunku 1, złożonym ze współpracujących ścianek płaskich. Ścianki ściskane tracą nośność w stanie krytycznym, bez możliwości wykorzystania stanów nadkrytycznych, a ścianki rozciągane mogą się uplastycznić. Powyższe ograniczenie nośności ścianek ściskanych wynika z trzykrotnie większej podatności na utratę stateczności miejscowej elementów aluminiowych w porównaniu z nośnością elementów stalowych o takiej samej smukłości.

Przy ustalaniu wymiarów ścianek, wpływ zaokrągleń w narożach na cechy geometryczne przekroju jest często pomijalny. Uwzględnia się przekroje płaskich ścianek o szerokości



Rys. 1. Przekrój obliczeniowy profilowanej na zimno blachy ze stopu aluminium.

b_p równej odległości pomiędzy punktami przecięcia linii środkowej ścianek. Gdy promień wewnętrzny zaokrąglenia naroży $r \geq 10t$ oraz $r \geq 0{,}15b_p$ to wpływ zaokrąglenia na cechy geometryczne należy uwzględnić stosując oszacowania:

$$A_g \approx A_{g,sh}(1 - \delta), \tag{12}$$

$$I_g \approx I_{g,sh}(1 - 2\delta), \tag{13}$$

$$\delta = 0{,}43 \frac{\sum_{j=1}^{n} \left(\frac{r_j \varphi_j}{90} \right)}{\sum_{i=1}^{m} b_{p_i}}, \tag{14}$$

gdzie $A_{g,sh}$,$I_{g,sh}$ – pole przekroju i moment bezwładności przy ostrych narożach, r_j – wewnętrzny promień zaokrąglenia naroża j, φ_j – połówka kąta zaokrąglenia naroża, n – liczba zaokrąglonych naroży, m – liczba płaskich ścianek.

Grubość efektywną t_{eff} ścianek, podatnych w strefie ściskanej przekroju na utratę stateczności miejscowej (współczynnik redukcyjny), wyznacza się ze wzoru:

$$t_{eff} = \rho\, t, \tag{15}$$

gdzie t – grubość nominalna ścianki, ρ - współczynnik stateczności miejscowej, zależny od rozkładu naprężeń normalnych na szerokości ścianki i warunków jej podparcia.

2.1. Ścianki płaskie bez usztywnień pośrednich

Taki schemat statyczny ścianki występuje przy ściskaniu lub zginaniu blach trapezowych, dla układów jedno i wieloprzęsłowych, w przęsłach i podporach pośrednich. Współczynnik stateczności miejscowej przybiera wtedy postać:

$$\rho = 1 \text{ dla } \bar{\lambda}_p \le 0{,}517, \tag{16a}$$

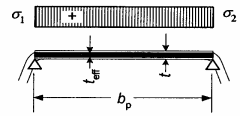
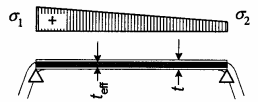
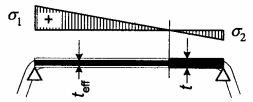
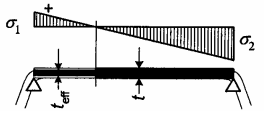
$$\rho = \frac{0{,}9\left(1 - \frac{0{,}22}{\bar{\lambda}_p}\right)}{\bar{\lambda}_p}, \text{ dla } \bar{\lambda}_p > 0{,}517, \tag{16b}$$

gdzie smukłość względna ścianki wynosi

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_o}{\sigma_{cr}}} \cong 1{,}052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_o}{E k_\sigma}}. \tag{17}$$

Współczynnik k_σ we wzorze (17) zależy od stosunku naprężeń $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, a odpowiednie formuły k_σ wynikające z rozwiązania zagadnienia stateczności lokalnej podano w tablicy 2.

Tablica 2. Współczynnik niestateczności miejscowej ścianek ściskanych k_σ.

Schemat ścianki	$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	k_σ
	$\psi = +1$	$k_\sigma = 4{,}0$
	$0 \le \psi < +1$	$k_\sigma = \frac{8{,}2}{1{,}05 + \psi}$
	$-1 \le \psi < 0$	$k_\sigma = 7{,}81 - 6{,}26\psi + 9{,}78\psi^2$
	$-3 \le \psi < -1$	$k_\sigma = 5{,}98(1 - \psi)^2$

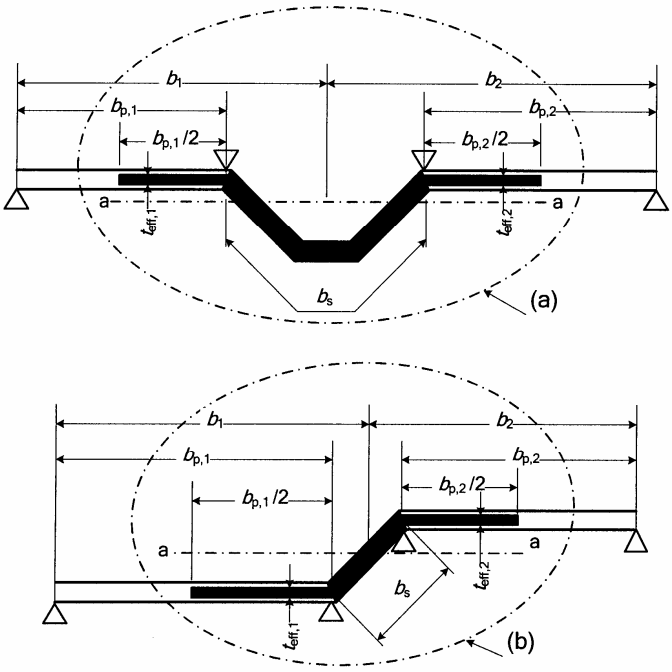
Jeżeli większe naprężenie ściskające ściankę $\sigma_{com,Ed} < f_o/\gamma_{M1}$ to we wzorach (16a) i (16b) należy uwzględnić smukłość zredukowaną

$$\bar{\lambda}_{pred} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\gamma_{M1}\sigma_{comEd}}{f_o}}. \tag{18}$$

2.2. Ścianki płaskie z usztywnieniami pośrednimi

Usztywnienia pośrednie ścianek płaskich realizuje się poprzez wyprofilowanie bruzd lub zagięć jak na rys. 2. Tak wyprofilowane pola nie mają na ogół dużej sztywności, dlatego w ich otoczeniu na ogół nie da się uplastycznić materiału, a rozkład naprężeń jest nieliniowy. Aby nie komplikować obliczeń inżynierskich, przy zginaniu blach profilowanych, przekrój obliczeniowy usztywnień i przyległych ścianek ściskanych ustala się wg rys. 2.

Podatność na wyboczenie giętne (niestateczność dystorsyjną) usztywnień pośrednich o zasięgu b_s uwzględnia się poprzez współczynnik χ_d redukujący pole przekroju usztywnienia A_s wg następujących wzorów



Rys. 2. Obliczeniowy przekrój ścianek z usztywnieniami pośrednimi a) w postaci bruzd b) w postaci zagięć.

$$\chi_d = 1{,}00, \qquad \text{dla } \bar{\lambda}_s \le 0{,}0{,}25, \tag{19a}$$

$$\chi_d = 1{,}155 - 0{,}62\chi_d, \quad \text{dla } 0{,}25 < \bar{\lambda}_s \le 1{,}04, \tag{19b}$$

$$\chi_d = 0{,}53/\bar{\lambda}_s, \quad \text{dla } \bar{\lambda}_s \ge 1{,}04. \tag{19c}$$

Smukłość względna $\bar{\lambda}_s = \sqrt{f_o / \sigma_{cr,s}}$ we wzorach (19) jest określona dla naprężenia krytycznego przy wyboczeniu sprężystym $\sigma_{cr,s}$ usztywnienia brzegowego w postaci

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{kEI_s}}{A_s}, \tag{20}$$

gdzie k – sztywność podparcia na jednostkę długości, I_s – efektywny moment bezwładności przekroju usztywnienia względem osi a-a pokazanej na rys. 2.

Gdy współczynnik niestateczności usztywnienia $\chi_d < 1$, obliczenia można uściślać iteracyjnie, poczynając od zmodyfikowanej wartości współczynnika stateczności miejscowej $\rho = \rho(\bar{\lambda}_{p,red})$, gdzie $\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d}$. Zredukowane ze względu na wyboczenie efektywne pole usztywnienia $A_{s,red}$ oblicza się ze wzoru

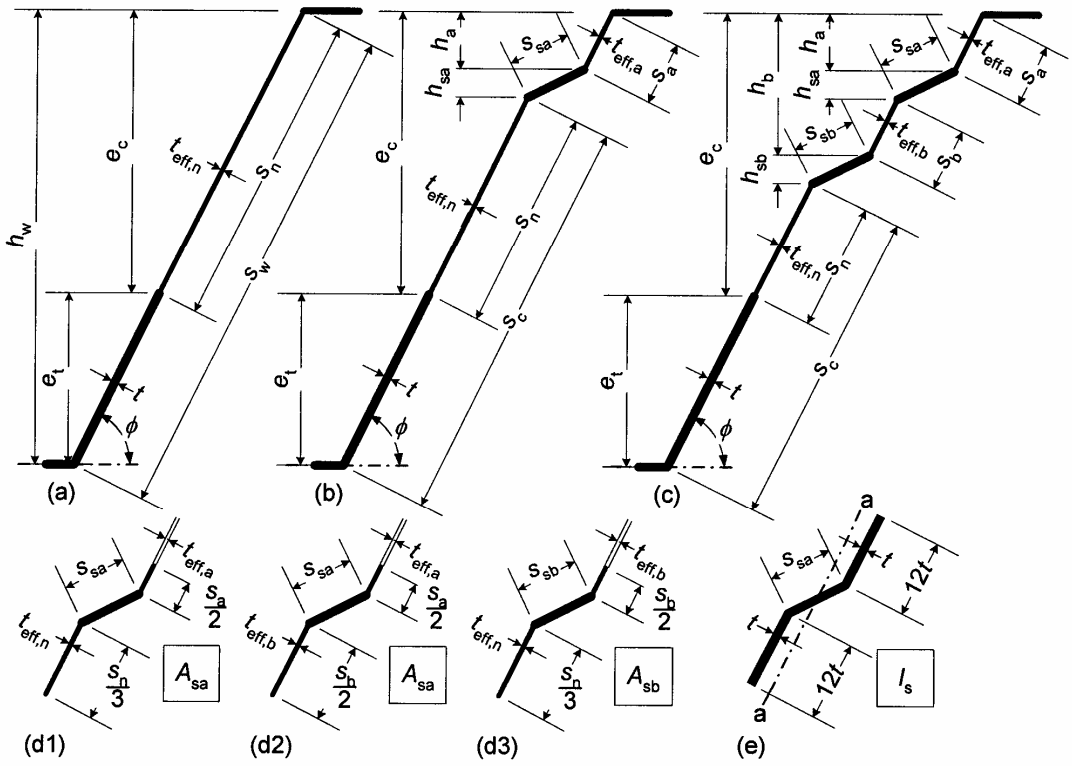
$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_o}{\gamma_{M1}\sigma_{com,Ed}} \le A_s, \tag{21}$$

gdzie $\sigma_{com,Ed}$ – naprężenie ściskające w linii środkowej usztywnienia, obliczone na podstawie cech przekroju efektywnego.

Zredukowane pole usztywnienia uwzględnia się redukując grubość efektywną wszystkich elementów usztywnienia $t_{red} = \chi_d \, t_{eff.}$

2.3. Ścianki środników bez i z usztywnieniami pośrednimi

Wyroby z blach profilowanych są często kształtowane jako przekroje trapezowe, złożone z pasów - poziome ścianki płaskie (nie usztywnione lub usztywnione) i środników ukształtowanych jako ścianki ukośne z zagięciami usztywniającymi. Efektywne przekroje środników blach trapezowych bez usztywnień pośrednich oraz z pojedynczym i podwójnym usztywnienie pośrednim pokazano na rys. 3. Pokazane przekroje środników (ścianek ukośnych) składają się z pasma o szerokości $0{,}5s_a$ przyległego do pasa ściskanego wg rysunku 3; zredukowanych efektywnych pól przekroju usztywnień $A_{s,red}$ w liczbie maksimum dwóch (rys. 3(d1) ÷ rys. 3(e)); pasma o szerokości $2s_n/3$ przyległego do osi obojętnej przekroju efektywnego oraz części rozciąganej środnika. Procedura obliczania grubości efektywnych jest zbieżna z opisaną powyżej.



Rys. 3. Efektywne przekroje środników w aluminiowych blachach profilowanych.

3. STANY GRANICZNE NOŚNOŚCI BLACH ALUMINIOWYCH

Warunki bezpieczeństwa aluminiowych konstrukcji z blach sprawdza się analizując równolegle warunki nośności przekrojów i warunki stateczności całych podzespołów konstrukcyjnych wg analogii prętowej. Odpowiednie wzory, zestawione w normie PN-EN 1993-1-3 dla konstrukcji stalowych oraz w normie PN-EN 1999-1-4 dla konstrukcji aluminiowych są na ogół takie same, a przypadki odmienne zestawiono poniżej w p. 3.1 i 3.2.

3.1. Warunki nośności przekrojów blach trapezowych.

W złożonym przypadku współdziałania momentu zginającego M_{yEd} i siły skupionej F_{Ed} nośność aluminiowych blach trapezowych opisuje zależność

$$0{,}94\left(\frac{M_{yEd}}{M_{cyRd}}\right)^2+\left(\frac{F_{Ed}}{R_{WRd}}\right)^2\le 1{,}0, \tag{22a}$$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{cyRd}}\le 1{,}0;\ \frac{F_{Ed}}{R_{wRd}}\le 1{,}0, \tag{22b}$$

gdzie M_{cyRd} – nośność przekroju przy zginaniu, R_{wRd} – nośność poprzeczna środników blachy wg rekomendacji PN-EN 1999-1-4 [10].

3.2. Warunki stateczności ogólnej blach trapezowych

W złożonym przypadku współdziałania momentu zginającego M_{yEd} i siły osiowej ściskającej N_{Ed} nośność aluminiowych blach trapezowych opisuje zależność

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}}+\frac{M_{yEd}+\Delta M_{yEd}}{M_{cyRd}}\le 1{,}0, \tag{23}$$

gdzie χ_y – współczynnik wyboczeniowy dla parametrów imperfekcji $\alpha = 0{,}13$ oraz $\overline{\lambda}_o = 0{,}2$; N_{Rd} – nośność przekroju ściskanego wg [10]; $\Delta M_{yEd} = e_N N_{Ed}$.

4. PODSUMOWANIE

Obliczenia nośności obudowy z aluminiowych lub stalowych blach profilowanych na zimno, współpracujących z układem ramowym budynku są w zapisach norm PN-EN 1993-1-3 i PN-EN 1999-1-4 są na ogół zbieżne. Podstawowe różnice dotyczą oceny bezpieczeństwa i przyjętego modelu obliczeniowego powłoki cienkościennej. Współczynniki materiałowe przekrojów i prętów z blach aluminiowych profilowanych na zimno mają wartość $\gamma_M = 1{,}1$ wobec $\gamma_M = 1{,}0$ dla konstrukcji stalowych. Model obliczeniowy przyjęty w obliczeniach inżynierskich dla cienkościennej powłoki aluminiowej podatnej na efekty utraty stateczności miejscowej dopuszcza tylko stany krytyczne wobec stanów nadkrytycznych akceptowanych dla powłok stalowych. Różnice modelowe projektowanych konstrukcji z profilowanych blach aluminiowych i stalowych prowadzą do odmiennych procedur obliczeniowych w zakresie charakterystyk efektywnych przekrojów.

Literatura

[1] Biegus A., Gierczyk J.: Interakcja nośności ścinanych i zginanych blach fałdowych. Sympozjum z cyklu nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000.

[2] Bródka J.: Konstrukcje z blach fałdowych. Sympozjum z cyklu nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000.

[3] Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M.: Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów 2006.
[4] Bródka J., Garncarek R., Miłaczewski K.: Blachy fałdowe w budownictwie. Arkady, Warszawa 1999.
[5] Gwóźdź M.: Stany graniczne konstrukcji aluminiowych. Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków 2007.
[6] Kubica E.: Nośność graniczna i sztywność podłużna cienkościennych elementów stalowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2005.
[7] Murzewski J.: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady, Warszawa 1989.
[8] PN-EN 1990:2004 Podstawy projektowania konstrukcji.
[9] PN-EN 1993-1-3:2008: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-3: Reguły ogólne – Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno. PKN Warszawa 2008.
[10] PN-EN 1999-1-4:2007: Projektowanie konstrukcji aluminiowych – Część 1-4: Obudowa z blach profilowanych na zimno. PKN Warszawa 2007.

LOAD CAPACITY OF PROFILED ALUMINUM SHEETS' THIN-WALLED STRUCTURES

Summary

The main issue taken up in the paper is load capacity of cover structure of the cold-formed aluminum sheets, co-working with the framework construction of the building. The basis of structures' safety assessment is presented. Partial safety factors, γ_M for cold-formed aluminum sheets, contained in the PN-EN 1999-1-4, include the simplifications adopted in the load models of individual components of construction. This paper also describes the model adopted in the engineering calculations for the thin-walled aluminum shell, susceptible for the effects of local buckling.

Differences in the safety assessment and the analysis of load capacity of steel and aluminum thin-walled structures, designed according to European standards, are also pointed out.

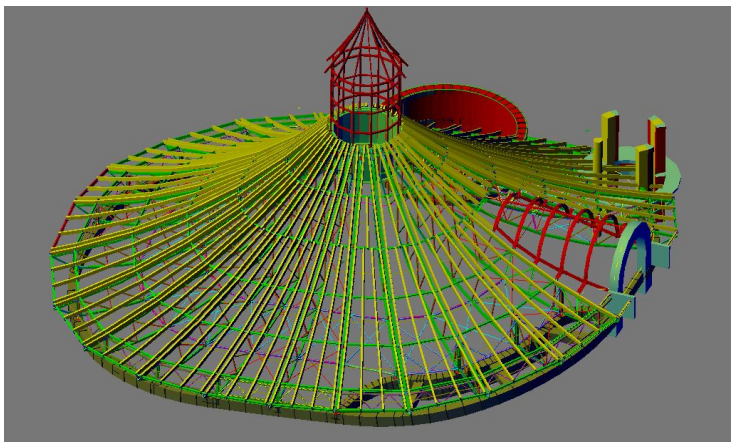
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Grzegorz HARPULA
MTA Engineering Sp. Z o.o. w Rzeszowie.

ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE DACHU KOŚCIOŁA W SĘDZISZOWIE MAŁOPOLSKIM

1. PODSTAWOWE ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE DLA PRZEKRYCIA

Przekrycie dachowe zaprojektowano jako namiotowe, o wklęsłych tworzących dostosowane w maksymalnym stopniu do bryły architektonicznej przekrycia. W celu ukształtowania geometrycznego powierzchni przekrycia zastosowano metodę opisaną w artykule [1]. Założeniem zasadniczym przy konstruowaniu przekrycia było wyeliminowanie jakichkolwiek pośrednich punktów podparcia, w celu uzyskania swobody w zagospodarowaniu wnętrza. Przekrycie zostało oparte na pierścieniu żelbetowym, wieńczącym ściany zewnętrzne kościoła i przenoszącym wszystkie siły rozporowe oraz pionowe na ściany i umieszczone w nich słupy-rdzenie kościoła. Wkomponowano w konstrukcję dachową dużą lukarnę, dachem nad kaplicą i rozwiązano przenikanie z wieżą. Ze względu na długi, przewidywany czas użytkowania konstrukcji ukształtowano dach dwuwarstwowy składający się z dachu zimnego, z ocieploną dolną powierzchnią umożliwiający dostęp do wewnętrznej przestrzeni dachu w celu wykonania przeglądów i prac remontowych bez konieczności wyłączania z zużytkowania wnętrza kościoła. Na rysunku 1 pokazano komputerowy model wieńca żelbetowego wraz z konstrukcją stalową dachu oraz drewnianą konstrukcją wspierającą poszycie dachowe.



Rys.1. Komputerowy model 3D wieńca żelbetowego wraz z konstrukcją stalową i krokwiami drewnianymi. Model wykonano za pomocą programu AutoCAD. Wykorzystano go do wykonywania rysunków warsztatowych konstrukcji.

2. ROZWIĄZANIA DLA KONSTRUKCJI STALOWEJ.

Przyjęte w artykule [1] ukształtowanie geometryczne konstrukcji pozwala na uzyskanie znacznej powtarzalności elementów konstrukcji. Zastosowanie dwuwarstwowej konstrukcji przekrycia wymaga przyjęcia dźwigarów kratowych umieszczone radialnie w płaszczyznach przechodzących przez oś pionową obiektu.

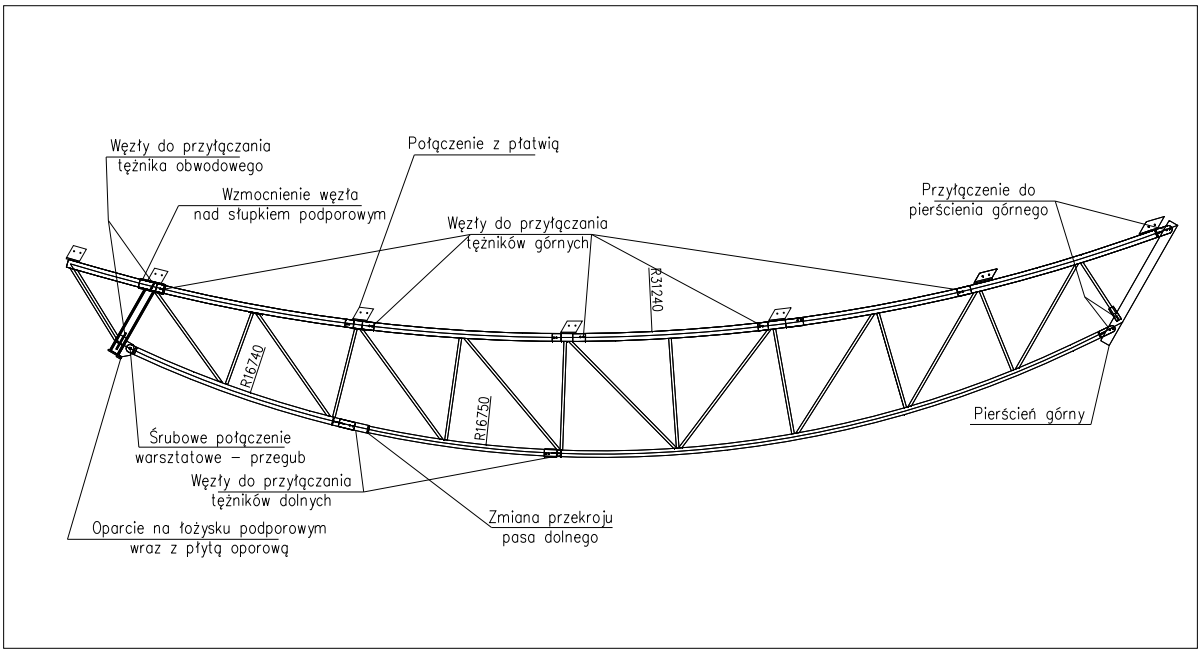
Dźwigary dachowe zostały tak ukształtowane aby ich pasy górne i dolne były wycinkami łuków kołowych. Zdecydowano, że pasy górne zostaną wykonane z giętych rur kwadratowych i prostokątnych o stałej wysokości 120mm i szerokości i wysokości wynikającej z obliczeń wytrzymałościowych. Dolne pasy ukształtowano również z rur kwadratowych będących odcinkiem łuku kołowego, przy czym ze względu na przebieg sił wewnętrznych zastosowano zmianę przekroju pasa dolnego z rury 120x120 na 100x100. Wybór zamkniętych profili na elementy konstrukcyjne dźwigarów podyktowany był długotrwałym przewidywanym okresem użytkowania i względami antykorozyjnymi. Ponieważ w procesie gięcia rur konieczne są prostoliniowe naddatki na końcach (wybiegi o długości około 50cm) dla zminimalizowania ilości odpadów poszczególne pasy dla dźwigarów zostały zaprojektowane poprzez zespawanie ze sobą za pomocą spoin czołowych na pełen przetop z podkładką odpowiednich odcinków łuków kołowych, przy czym w końcowych odcinkach pasów przy połączeniu ze zwornikiem oraz przy okapie dachu wykorzystano również prostoliniowe odcinki wybiegów. Pozwoliło to uzyskać ponad 90% wykorzystanie pogiętego materiału. Tak samo w przypadku pasów dolnych zastosowano optymalizację poprzez odpowiednie porozcinanie i zespawanie fragmentów wygiętych kształtowników. Przyjęcie kołowych łuków pasów o stałym promieniu pozwoliło zunifikować proces ich wytworzenia.

Skratowanie dźwigarów wykonano słupkowo krzyżulcowe kierując się tym, aby słupek był skierowany wzdłuż promienia łuku dolnego pasa dźwigara. Zastosowano skratowanie z rur prostokątnych z zakładką lub z odstępem, przy czym odpowiednie mimośrody w węzłach zostały uwzględnione na etapie budowania modelu obliczeniowego konstrukcji. Można było również zastosować inne skratowanie, np. krzyżulcowe, gdyż ze względu na duże pochylenie dźwigarów przebieg sił daleko odbiega od układu sił w kratownicach wolnopodpartych. Słupki podporowe zostały wykonane z profili dwuteowych HEB. W połączeniu ze zwornikiem założono, że zarówno elementy pasa górnego i dolnego jak i krzyżulec podporowy będą przyłączane do zwornika. Słupek podporowy został oparty przegubowo nieprzesuwnie na górnej powierzchni pierścienia. Ze względów statycznych pas dolny dźwigara został przyłączony do słupka podporowego za pomocą połączenia śrubowego warsztatowego, na jedną śrubę dla wyeliminowania możliwości generowania się w węźle dużych momentów zginających, co miało duży wpływ na wyniki wymiarowania. Niektóre węzły kratowych dźwigarów zostały wykonane jako wzmocnione blachami dla zminimalizowania efektu podatności półek pasów (skratowania miały z reguły mniejszą szerokość niż pasy).

Część dźwigarów dachowych została wykonana z przewieszeniem wspornikowym. Rozwiązanie to zostało zastosowane na odcinku fasady szklanej. Dźwigary zostały oparte na wklęsłej części wieńca żelbetowego, dzięki czemu można przekazać obciążenia pionowe bezpośrednio na słupy otaczające fasadę szklaną. Wieniec przekazuje część sił rozporowych na pierścień zewnętrzny poprzez trzy rozpory łączące te elementy ze sobą. W dachu wykształtowano lukarnę nad wejściem głównym. Została ona ukształtowana w postaci zespołu łuków kołowych o stałym promieniu ale o różnej długości cięciwy łuku.

Cała konstrukcja została usztywniona za pomocą zespołu stężeń połaciowych oraz tężników obwodowych biegnących nad wieńcem żelbetowym oraz tężników usztywniających dolne pasy dźwigarów. Stężenia zabezpieczają konstrukcję przede wszystkim przed skrętnymi

formami utraty stateczności. Są również konieczne ze względu na przerwanie ciągłości układu płatwi dachowych przez lukarn nad wejściem głównym. Na rysunku 2 pokazano schematycznie typowy dźwigar dachowy i jego charakterystyczne elementy.



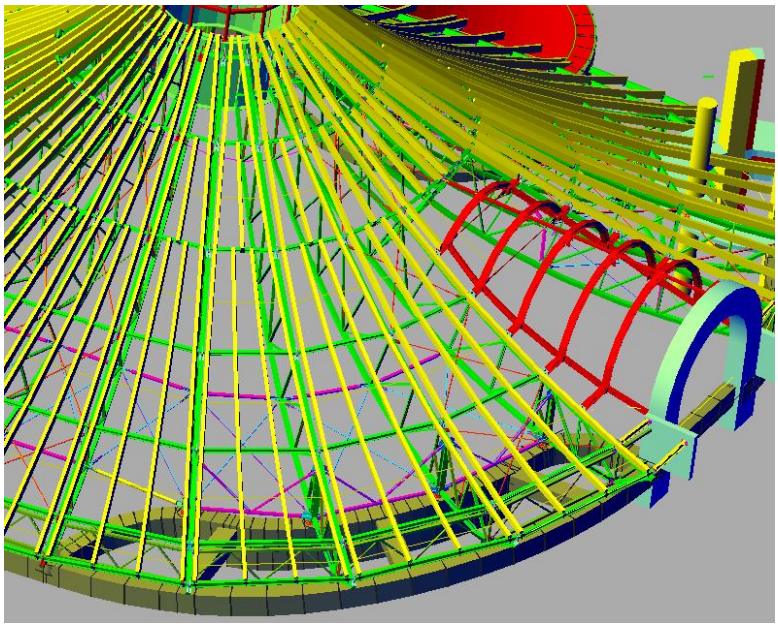
Rys. 2 Typowy dźwigar dachowy. Widoczne charakterystyczne punkty dźwigara i jego przyłączenia do elementów konstrukcji.

3. ROZWIĄZANIA DLA DREWNIANEJ KONSTRUKCJI POSZYCIA.

Konstrukcja poszycia dachowego składa się z krokwi drewnianych opartych na płatwiach stalowych. Krokwie zostały ułożone wzdłuż południków dachu, przy czym przyjęto zasadę, że krokwie są prowadzone wzdłuż każdego z dźwigarów po obu stronach. Zastosowano również krokwie pośrednie, stosownie do nośności elementów poszycia dachowego (rysunek 3). Elementy drewniane zostały oparte na płatwiach stalowych poprzez ciesielskie połączenia wrębowe oraz zabezpieczone za pomocą gwoździ mocujących krokwie do pionowych blach przyspawanych do płatwii dachowych. Te blachy spełniają podwójną funkcję. Po pierwsze zabezpieczają krokwie przed uniesieniem w sytuacji silnego ssania wiatru na dach. Po drugie blachy te służyły do ustabilizowania krokwi dachowych na dachu w czasie ich montażu. Początkowo nie przewidziane zostały te elementy i dlatego część krokwi została przymocowana do płatwii dachowych za pomocą kątowników ciesielskich łączonych z konstrukcją stalową za pomocą kołków wstrzeliwanych. Brak pionowych blach mocujących był w początkowej fazie montażu konstrukcji krokwi dużym utrudnieniem dlatego w ramach dostawy konstrukcji zdecydowano o dospawaniu w wytwórni tych elementów. Każda z krokwi pracuje jako belka jednoprzęsłowa.

Poszycie zostało wykonane z desek grubości 32mm, układanych w kierunku równoleżnikowym. W czasie montażu, ze względu na niewielkie kąty załamania pomiędzy poszczególnymi krokwiami deski były naginane do krokwi oraz mocowane za pomocą gwoździ. Nad dźwigarami dachowymi, w miejscach schodzenia się deskowania z dwóch sąsiednich pól zastosowane zostały deski prowadzące, poprowadzone pod deskowaniem eliminujące klawiszowanie sąsiednich pól, co mogło by prowadzić do uszkodzenia poszycia dachowego.

Poszycie zewnętrzne wykonane zostało z blachy tytanowo cynkowej, mocowanej do deskowania za pomocą uchwytów systemowych. Blachy łączono na rąbek stojący.



Rys. 3 Typowy układ krokwi dachowych. Widoczny także wieniec żelbetowy i rozpory łączące go z pierścieniem zewnętrznym na odcinku wklęsłej części elewacji.

4. ROZWIĄZANIA DLA SUFITU PODWIESZANEGO.

Sufit podwieszany został wykonany z wyginanych płyt gipsowo kartonowych, które spełniają rolę zabezpieczenia ogniowego konstrukcji stalowej dachu i drewnianej konstrukcji nośnej sufitu. Konstrukcja nośna została zaprojektowana z belek drewnianych, które zostały przymocowane za pomocą śrub do blach węzłowych przyspawanych do pasów dolnych dźwigarów dachowych. Do tych belek przymocowano drewniane prowadnice z desek mające ukształtować południki dolnej powierzchni dachu. Płyty gipsowo kartonowe zostały przymocowane za pomocą wkrętów stalowych do prowadnic drewnianych a styki płyt zostały zabezpieczone zaprawą klejową systemową zbrojoną siatką. Na deskach prowadzących ułożono wełnę mineralną zabezpieczoną od góry folią paro przepuszczalną. Dzięki ukształtowaniu dolnych pasów w postaci łuków kołowych dolną powierzchnię sufitu podwieszanego można było przybliżyć za pomocą płatów powierzchni rozwijalnych co znakomicie uprościło prace wykonawcze.

Rys. 4 Zrealizowany sufit podwieszany – widok od wnętrza kościoła i z przestrzeni dachowej.

5. ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE.

5.1. Rektyfikacja konstrukcji i jej oparcie na wieńcu żelbetowym.

W procesie projektowania przyjęto, że regulacja konstrukcji, zarówno pozioma jak i wysokościowa jest wykonywana na poziomie wieńca żelbetowego. Połączenia dźwigarów dachowych z pierścieniem górnym przyjęto jako punkty stałe. Regulacja pionowa odbywa się poprzez odpowiednie spoziomowanie marek stalowych za pomocą nakrętek regulacyjnych. Marki stalowe po ustawieniu zostały przyspawane spoinami otworowymi, na pełen przetop to wystawionych uprzednio z wieńca żelbetowego prętów zbrojeniowych #25. Regulacja pozioma jest zapewniona poprzez łożysko oporowe, które zapewnia przeniesienie poziomych i pionowych sił. Łożysko, uprzednio zamontowane i wyregulowane z dźwigarem zostało następnie przyspawane do marek stalowych za pomocą spoin pachwinowych montażowych.

Rys. 5 Montaż i rektyfikacja dźwigara dachowego na górnej powierzchni wieńca żelbetowego. Widoczne pręty zbrojeniowe zabetonowane w wieńcu umieszczone w wyfrezowanych otworach przed ich spawaniem. Pod marką stalową została wykonana podlewka PAGEL V1-50.

Konstrukcja połączenia dźwigara dachowego z pierścieniem żelbetowym została przedstawiona na rysunku 6. Przeniesienie poziomej siły rozporowej odbywa się poprzez docisk płytek oporowych łożyska oraz podstawy dźwigara. Dla zapewnienia prawidłowego docisku płytka oporowa przyspawana do podstawy dźwigara została wyokrąglona, przez co uzyskano możliwość rektyfikacji kątowej odchyłki położenia dźwigara w stosunku do łożyska. Przeniesienie pionowych obciążeń odbywa się poprzez docisk podstawy dźwigara do łożyska. Przekazanie obciążenia z łożyska na markę stalową dokonuje się za pośrednictwem spoin (łożysko oraz marka nie były dopasowywane poprzez frezowanie). Dźwigar jest łączony z łożyskiem za pomocą dwóch śrub wspawanych w łożysko. Dla zminimalizowania zgnania kotew przy przenoszeniu siły prostopadłej do osi dźwigara przyspawano do podstawy dźwigara dodatkowe blachy pogrubiające zapewniające prześwit połączenia zakładkowego do 2mm.

Rys. 6 Połączenie dźwigara dachowego z wieńcem przed wykonaniem spoin pomiędzy łożyskiem a płytą podparcia. Widoczne pogrubienia likwidujące zginanie kotew oraz płyta oporowa przekazująca siłę rozporu na łożysko. Widoczne również przegubowe połączenie pasa dolnego ze słupkiem podporowym.

W trakcie obliczeń konieczne było uwzględnienie skręcania w pierścieniu żelbetowym, gdyż dźwigary przekazują siły rozporowe na pierścień poprzez górną powierzchnię wieńca. W celu uwzględnienia efektu skręcania w modelu numerycznym zastosowano krótkie wsporniki łączące oś wieńca z podstawą dźwigara. Pozwoliło to na odwzorowanie sił przekazywanych na poszczególne zakotwienia oraz na uwzględnienie w wymiarowaniu wieńca znaczących momentów skręcających.

5.2. Połączenie dźwigara dachowego z pierścieniem górnym oraz połączenie sygnatury z pierścieniem górnym.

Dźwigary zostały połączone z pierścieniem górnym za pomocą dwu ciętych połączeń zakładkowych, zwykłych. Pasy dolny i górny oraz krzyżulec podporowy zostały przyłączone indywidualnie do żeber pierścienia górnego. Połączenie takie zastosowano, dla zapewnienia przekazanie sił z pasów i skratowania do punktów teoretycznego przecięcia się osi elementów dźwigarów oraz pierścienia górnego.

Sygnatura została zaprojektowana w postaci przestrzennej ramki o węzłach sztywnych przegubowo połączona z konstrukcją pierścienia górnego. W sygnaturze zamontowano następnie okna oraz wykonano dach poszyty blachą na podkładzie z deskowania. Sygnatura składała się z dwóch segmentów – dachu i ścian.

Rys. 7 Połączenia sygnatury z pierścieniem górnym. Widoczne elementy pomostu obsługowego, służącego do przyszłego czyszczenia i konserwacji okien i innych elementów wykończeniowych. Widoczny otwór w pierścieniu górnym, przez który pierwotnie planowano wejście do sygnatury. Ostatecznie dokonuje się ono z zewnątrz przez jedno z okien. Otwór w pierścieniu został zlikwidowany poprzez obudowanie go.

5.3. Usztywnienie dźwigarów dachowych wzdłuż wieńca.

Dla zapewnienia stateczności słupków podporowych na wieńcu oraz dla pionowego ustawienia dźwigarów dachowych zastosowano kratownicowy tężnik obwodowy.

Rys. 8 Usztywnienie dźwigarów dachowych nad wieńcem żelbetowym za pomocą kratownic obwodowych. Widoczne blachy węzłowe do przyłączenia dolnych tężników oraz blachy do mocowania krokwi drewnianych sufitu podwieszanego.

5.4. Rektyfikacja konstrukcji i jej oparcie na wieńcu żelbetowym.

W części kościoła przewidziano wnękę przekrytą dachem (rys. 9). Górna powierzchnia ścian zewnętrznych jest opisywana przez pierścień żelbetowy, który na długości wnęki jest zakrzywioną w planie belką o rozpiętości około 18 m. Ze względu na rozpiętość tej części pierścienia dach traci możliwość oparcia na nim na tym odcinku. Z tego powodu zaprojektowany został wklęsły wieniec połączony z pierścieniem obwodowym. Wieniec ten został połączony z pierścieniem zewnętrznym w miejscach styku sztywnymi węzłami oraz trzema rozporami. Wieniec przejmuje siły pionowe z dźwigarów dachowych oraz siły rozporowe. Poprzez stosowanie rozpór następuje przekazanie części sił pochodzących od rozporu na pierścień obwodowy. Dźwigary dachowe w tej części są wspornikowo przewieszone poza wieniec wewnętrzny, sprawiając z zewnątrz wrażenie, jak by były oparte na pierścieniu zewnętrznym. Wspornikowe przewieszenie dźwigarów zostało usztywnione dwoma tężnikami pionowymi. Jeden z nich jest częścią obwodowego tężnika pionowego a drugi jest tężnikiem usztywniającym słupki podporowe dźwigarów na wklęsłym wieńcu wewnętrznym.

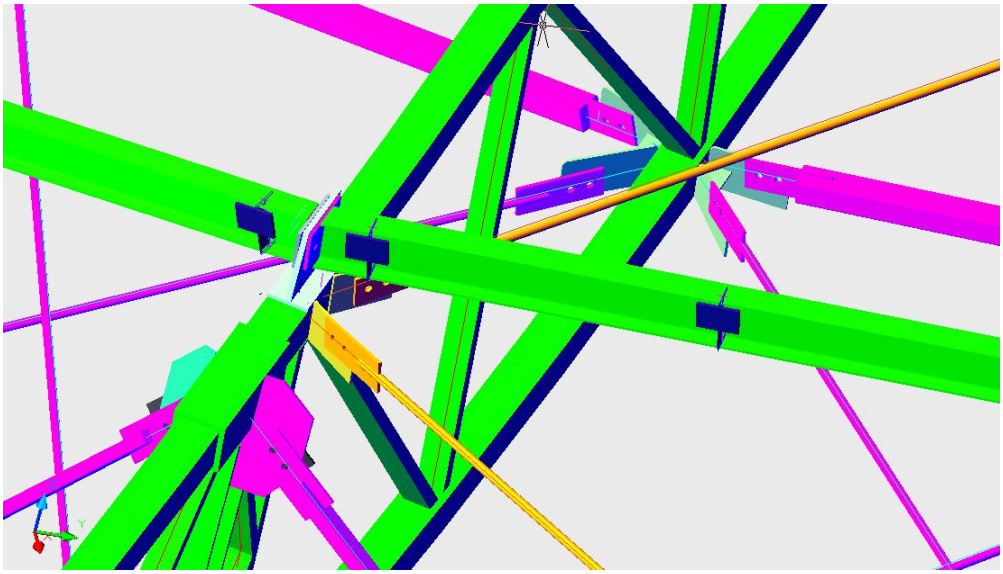
Rys. 9 Wspornikowe części dźwigarów nad wklęsłą częścią kościoła. Widoczne oparcia na wieńcu wewnętrznym oraz zewnętrzny pierścień oraz wnęka widziana z zewnątrz kościoła.

5.5. Połączenie płatwi dachowych i tężników z dźwigarem.

Połączenie płatwi dachowych z dźwigarem zaprojektowano jako przegubowe. Każda z płatwi została połączona za pomocą czterech śrub M16 klasy 8.8. Płatwie mają zapewnić stateczność pasów górnych. Zostały one zaprojektowane jako krótsze o 5mm z każdej strony a wolną przestrzeń pomiędzy blachą czołową płatwi a blachą węzłową dźwigara wypełniono blachami przekładkowymi o grubości 1 i 2mm pozostawiając jednak około 1mm luzu, który został potem zlikwidowany poprzez naciągnięcie śrub. Miało to na celu wyeliminowanie w jak największym stopniu powstających w czasie pracy sił ściskających w płatwiach (maksymalnie około 140kN – powoduje to skrócenie płatwi o około 1mm). Przekazanie obciążenia na pas dźwigara odbywa się poprzez pionową blachę opartą za pośrednictwem blachy poziomej na ściankach pionowych pasa dźwigara (rys. 10).

Tężniki dachowe zostały zaprojektowane z prętów okrągłych z nakrętkami napinającymi. Z konstrukcją główną zostały one połączone za pomocą połączeń

zakładkowych z blachami węzłowymi, przyspawanymi pod odpowiednim kątem do pasów dolnych i górnych dźwigarów. Poza pojedynczymi przypadkami, taki sposób mocowania stężeń nie sprawił problemu na budowie jednakże wymagał dużej staranności w trakcie prefabrykacji.



Rys. 10 Typowe węzły tężników dachowych i połączenie płatwi dachowej z dźwigarem.

5.6. Oparcie dźwigarów dachowych przy wierzy i w osi lukarny.

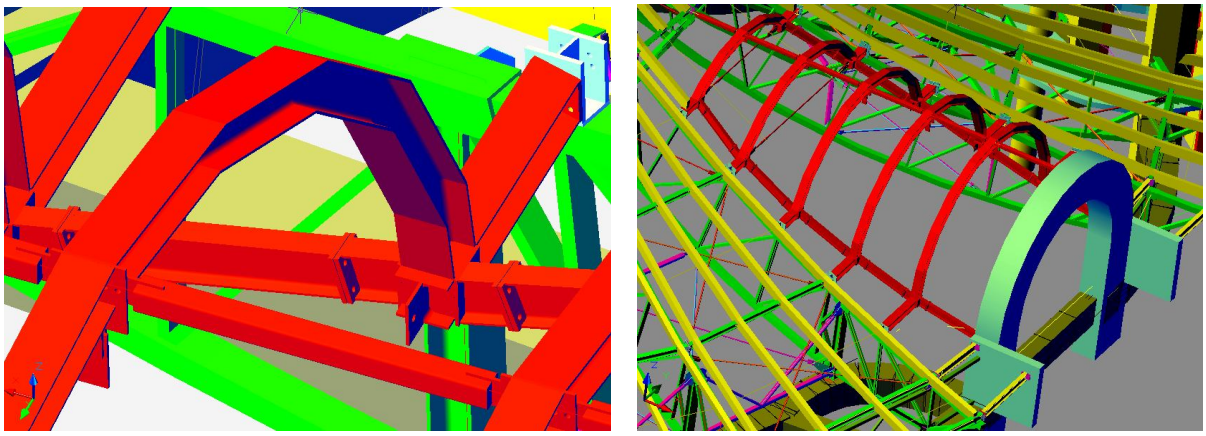
Jeden z dźwigarów dachowych znajduje się w osi przechodzącej przez wieżę. Zrezygnowano z bezpośredniego oparcia dźwigara na wieży dla zapewnienia jej niezależnej pracy, oraz ze względu na to, że konstrukcja wieży była projektowana uprzednio przez innego projektanta. Oparcie zrealizowano za pomocą kratowego podciągu składającego się z dwóch segmentów mocowanych do dźwigara w osi wierzy oraz do jego sąsiadów (rys. 11). Analogicznie wykonano połączenie dźwigara w osi lukarny (rys. 12).

Rys. 11 Oparcie dźwigara przy wieży na podciągu stalowym. Widoczne rusztowania robocze przy wykorzystywane dla prac wykończeniowych przy wieży.

Rys. 12 Oparcie dźwigara w osi lukarny (przed zamontowaniem płatwi).

5.7. Węzły lukarny.

Lukarna została zaprojektowana w postaci szeregu dźwigarów łukowych z prostymi odcinkami z dwuteowników HEA 160. Wszystkie łuki są kołowe o stałym promieniu krzywizny natomiast zmienia się położenie cięciwy łuku. Do konstrukcji głównej lukarn został przyłączony poprzez połączenia doczołowe. W kierunku podłużnym zastosowano dwa usztywnienia. Jedno w kalenicy, które łączy łuki pomiędzy sobą oraz z konstrukcją główną dachu oraz z żelbetowym łukiem nad wejściem głównym. Drugie usztywnienie zastosowano u podstawy łuku w postaci ciągłej belki z kształtownika IPE 160. Zastosowano połączenia doczołowe. Zadaniem tego usztywnienia jest zabezpieczenie przed przesunięciem i obrotem przekroju dźwigara w miejscu przejścia łuku w odcinek prosty. Usztywnienia zostały połączone z żelbetowym łukiem nad wejściem głównym. Początkowo planowano dodatkowe usztywnienie łuków za pomocą ściągów stalowych jednak ze względów estetycznych zrezygnowano z tego usztywnienia w dwóch pierwszych łukach zastępując ściągi za pomocą dodatkowych odciągów przenoszących siły rozporowe na elementy tężników połaciowych i na żelbetowy łuk nad wejściem głównym. W ten sposób uzyskano nie zakłóconą elementami konstrukcyjnymi dolną powierzchnię lukarny.



Rys. 13 Elementy konstrukcyjne lukarny i typowe węzły lukarny

5.4. Oparcie krokwi drewnianych na płatwiach stalowych.

Krokwie drewniane zostały oparte na płatwiach dachowych na siodełkach spawanych z blach. Każda z krokwi jest podpierana za pomocą wrębów, które zapewniają przekazanie siły poprzecznej i podłużnej z krokwi na płatew dachową. Dzięki zastosowaniu wrębów, które to nie były szczegółowo dopasowywane do płatwi w górnej części zapobiega się kumulowaniu się sił podłużnych na dolnych płatwiach czyli wzajemnego podpierania przez siebie poszczególnych poziomów poszycia. Stabilizacja położenia krokwi została zapewniona poprzez umieszczenie na płatwiach w strefie siodełka blach mocujących z otworami dla wbijania gwoździ. W miejscach, gdzie nie były przyspawane blachy pozycjonujące zastosowano łączniki ciesielskie kątowe, łączone z konstrukcją stalową poprzez kołki wstrzeliwane. Należy tu nadmienić, że pionowe elementy mocujące krokwie drewniane muszą koniecznie być przyspawane w wytwórni gdyż bez nich praktycznie niemożliwe jest umieszczenie krokwi na płatwiach stalowych w sposób stabilny na czas montażu.

Literatura

[1] Adam Reihchart „Kształtowanie konstrukcji przekrycia o nieregularnej formie kościoła w Sędziszowie Małopolskim”, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr 58 (1/11) 2011.

STRUCTURAL SOLUTIONS FOR THE ROOF STRUCTURE OF CHURCH IN SEDZISZOW MALOPOLSKI

Summary

The subject of paper is structural shaping of the roof construction of church in Sedziszow Malopolski. General structural assumptions and solutions have been presented. Some details of shaping nodes and elements have been described. Technical aspects of shaping the structure have been discussed.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Joanna JANKOWSKA – SANDBERG
Politechnika Koszalińska

NOŚNOŚĆ CIENKOŚCIENNYCH ELEMENTÓW ZGINANYCH O PRZEKROJU CEOWYM ZGODNIE Z PN-EN 1993-1-3 ORAZ PN-B-03207

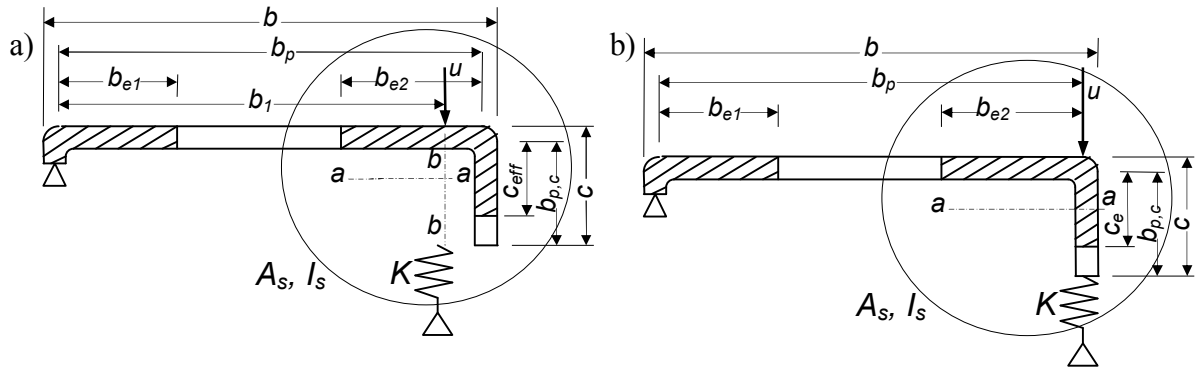
1. WPROWADZENIE

Wobec konieczności dostosowania się do europejskich przepisów projektowania konstrukcji z kształtowników giętych oraz możliwości dalszego projektowania wg dotychczasowych polskich norm wydaje się celowe zwrócenie uwagi na pewne zagadnienia związane z oceną nośności zginanego kształtownika giętego z usztywnieniami brzegowymi. Szczegółowe procedury zgodne z EC3 [1, 2] i PN [3], dotyczące ustalania przekrojów efektywnych elementów ściskanych lub zginanych z usztywnieniami bądź bez usztywnień, były omawiane i dyskutowane w wielu pracach, m.in. w [4, 5, 6, 7]. W tych przypadkach podstawą do ustalania charakterystyk efektywnych przekrojów zginanych kształtowników giętych z usztywnieniami brzegowymi jest uwzględnianie dystorsyjnej i lokalnej utraty stateczności ścianek. W artykule, na przykładzie wybranego zginanego ceownika giętego z jednozagięciowym usztywnieniem brzegowym, omówiono procedurę dotyczącą określania geometrycznych parametrów efektywnych przekroju według [1] i [3].

2. PROCEDURA OBLICZENIOWA WG EC3 [1, 2] i PN [3]

W pierwszej kolejności należy wg norm [1] i [3] określić smukłości ścianek kształtownika oraz sprawdzić czy istnieje możliwość pominięcia wpływu zaokrąglenia naroży na wielkości geometryczne. Graniczne smukłości poszczególnych ścianek określone są w obu źródłach normowych w ten sam sposób, ale wg [1] poszczególne smukłości uwzględnia się dla nominalnych charakterystyk geometrycznych przekroju, a wg [3] dla charakterystyk zastępczych. Różnice te nie mają jednak większego praktycznego znaczenia. Również w podobny sposób, wg obu źródeł normowych, można ustalić odpowiednie szerokości zastępcze b_p ścianek przekroju oraz ustalić czy ewentualnie można pominąć wpływ zaokrąglenia naroży by w dalszej kolejności analizować przekrój zastępczy kształtownika o ostrych narożach (dla $g_r = 0$), [5]. Dla określonych modeli ścianek o szerokościach zastępczych b_p i rozkładów naprężeń normalnych przy ściskaniu osiowym lub zginaniu można następnie uwzględnić stan nadkrytyczny z uwagi na lokalną niestateczność ścianki określając odpowiednie parametry efektywne. W przypadku przekrojów elementów ściskanych kolejność określania szerokości efektywnych poszczególnych ścianek nie ma

znaczenia, natomiast w przypadku przekrojów elementów zginanych zaleca się [1, 3] w pierwszej kolejności ustalić parametry efektywne półki ściskanej a po ustaleniu cech geometrycznych przekroju ze zredukowaną półką określić parametry efektywne środnika (środników). Obydwa źródła normowe dopuszczają również możliwość uwzględniania nierównomiernego rozkładu naprężeń w pasach dla przekroju brutto oraz iteracyjne uściślenie obliczeń, a także zupełnie inne podejście polegające na wykorzystaniu MES lub badań doświadczalnych. Podstawowe zalecenia obu norm związane z zastosowaniem procedury ogólnej dla ścianek płaskich z usztywnieniami brzegowymi są podobne, ale w przypadku półki ściskanej z usztywnieniami brzegowymi uściślono w [1], w stosunku do [3], model obliczeniowy (rys. 1), co spowodowało istotne zmiany w procedurach iteracyjnych szczegółowo opisanych w pracy [5].



Rys.1. Jednozagięciowe usztywnienie brzegowe: a) wg [1], b) wg [3]

Szerokości współpracujące jednozagięciowego usztywnienia brzegowego b_{e2} *i* c_e [3] lub pierwotne szerokości współpracujące usztywnienia brzegowego b_{e2}, c_{eff} [1] ustala się redukując szerokości zastępcze ścianek b_p za pomocą współczynnika redukcyjnego ρ. Współczynnik ten zależy od modelu podparcia ścianki (usztywniona lub nieusztywniona, przęsłowa lub wspornikowa), smukłości względnej ścianki $\overline{\lambda_p}$ oraz maksymalnych naprężeń ściskających występujących w ściance. Należy nadmienić, że w [1] zmienione zostały zapisy ustalające graniczne wartości $\overline{\lambda_p}$ dla których nie dochodzi do redukcji szerokości zastępczych (ρ=1,0). W tablicy 1, na podstawie [1] i [3], zestawiono wzory dotyczące ustalania wartości współczynnika redukcyjnego ρ dla maksymalnych naprężeń ściskających $\sigma_{com,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$ ($\sigma_{c,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_m}$) w stanie granicznym nośności. Istotnym parametrem wpływającym na wartość $\overline{\lambda_p}$ jest współczynnik niestateczności miejscowej k_σ określający poziom naprężeń krytycznych dla konkretnego modelu ścianki i rozkładu naprężeń.

W przypadku jednozagięciowego usztywnienia brzegowego współczynnik ten ustalony został w normach w zależności od stosunku szerokości zastępczej usztywnienia $b_{p,c}$ do szerokości zastępczej usztywnianej ścianki b_p. W tablicy 2, na podstawie [1] i [3], zestawiono wzory dotyczące ustalania wartości współczynnika k_σ.

Obydwie normy w podobny sposób definiują parametr k_σ z tą różnicą, że wg [1] w podanych wzorach, w drugim wierszu tablicy, występuje znak plus, a wg [3] – znak minus. Należy zaznaczyć, że prawidłową postać wyrażenia do określenia wartości k_σ podano w [1].

Tablica 1. Współczynnik redukcyjny ρ

<table>
<tr><td colspan="2">wg [1]</td><td>wg [3]</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ścianki przęsłowe</td><td rowspan="5">Ścianki usztywnione
i nieusztywnione

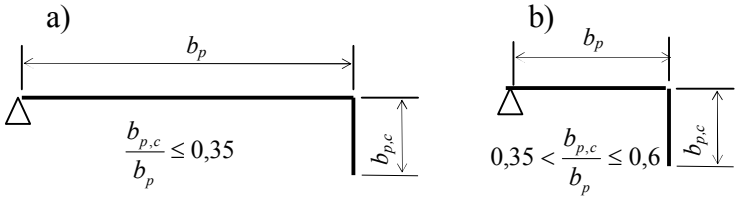
$\rho = 1{,}0$
dla $\overline{\lambda_p} \le 0{,}673$

$\rho = \dfrac{1 - \dfrac{0{,}22}{\overline{\lambda_p}}}{\overline{\lambda_p}} \le 1{,}0$
dla $\overline{\lambda_p} > 0{,}673$</td></tr>
<tr><td>$\rho = 1{,}0$</td><td>dla
$\overline{\lambda_p} \le 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055\psi}$</td></tr>
<tr><td>$\rho = \dfrac{\overline{\lambda_p} - 0{,}055(3+\psi)}{\overline{\lambda_p^2}} \le 1{,}0$</td><td>dla
$\overline{\lambda_p} > 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055\psi}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ścianki wspornikowe</td></tr>
<tr><td>$\rho = 1{,}0$</td><td>dla $\overline{\lambda_p} \le 0{,}748$</td></tr>
<tr><td>$\rho = \dfrac{\overline{\lambda_p} - 0{,}188}{\overline{\lambda_p^2}} \le 1{,}0$</td><td>dla $\overline{\lambda_p} > 0{,}748$</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">Gdzie: $\overline{\lambda_p} = \sqrt{\dfrac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \dfrac{\dfrac{\overline{b}}{t}}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$,
$\varepsilon = \sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$, $\overline{b} = b_p$, $f_y = f_{yb}$</td><td>Gdzie:
$\overline{\lambda_p} = \sqrt{\dfrac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \dfrac{\dfrac{b_{p,b}}{t}}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$,
$\varepsilon = \sqrt{\dfrac{235}{f_{yb}}}$, $b_{p,b} = b_p$</td></tr>
</table>

Tablica 2. Parametr niestateczności miejscowej k_σ wg [1] i [3]

	wg [1]	wg [3]
$\dfrac{b_{p,c}}{b_p} \le 0{,}35$	$k_\sigma = 0{,}5$	$k_\sigma = 0{,}5$
$0{,}35 < \dfrac{b_{p,c}}{b_p} \le 0{,}6$	$k_\sigma = 0{,}5 + 0{,}83 \cdot \sqrt[3]{\left(\dfrac{b_{p,c}}{b_p} - 0{,}35\right)^2}$	$k_\sigma = 0{,}5 - 0{,}83 \cdot \sqrt[3]{\left(\dfrac{b_{p,c}}{b_p} - 0{,}35\right)^2}$

W celu wykazania słuszności tego stwierdzenia rozpatrzmy dwa modele ścianek wspornikowych z jednozagięciowym usztywnieniem brzegowym o tej samej szerokości zastępczej $b_{p,c}$ i różnych szerokościach zastępczych b_p (rys. 2).



Rys.2. (opis w tekście)

Ścianka o szerokości b_p pełni rolę pewnego liniowego sprężystego podparcia usztywnienia brzegowego z uwagi na miejscową utratę stateczności. Im ścianka ta jest krótsza (rys. 2b), tym jest sztywniejsza i może stanowić skuteczniejsze podparcie usztywnienia brzegowego, zatem i naprężenia krytyczne opisane zależnością (1) będą wtedy wyższe, a to dowodzi że parametr niestateczności miejscowej powinien być większy, a nie mniejszy, niż 0,5.

$$\sigma_{cr} = \frac{k_\sigma \pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)\left(\frac{b_{pc}}{t}\right)^2}. \tag{1}$$

Po ustaleniu szerokości efektywnych usztywnienia brzegowego określa się naprężenia krytyczne $\sigma_{cr,s}$ z uwagi na dystorsję przekroju ze wzoru

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}, \tag{2}$$

gdzie sztywność translacyjna K, jak wspomniano wcześniej, określana jest w [1] dla innego, uściślonego, modelu usztywnienia brzegowego.

Dla tych naprężeń krytycznych uwzględniających niestateczność dystorsyjną, ustala się smukłość względną $\overline{\lambda_d}$ ze wzoru

$$\overline{\lambda_d} = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}}, \tag{3}$$

i na tej podstawie z zależności podanych w tablicy 3 wyznacza się współczynnik χ_d służący do redukcji naprężeń ściskających i redukcji grubości elementów usztywnienia brzegowego (współczynnik φ wg [3]). Przy określaniu wartości tych współczynników redukcyjnych (χ_d lub φ) korzysta się z różnych krzywych wyboczeniowych, [5]. Można opcjonalnie zastosować procedurę iteracyjną do ustalenia ostatecznych parametrów efektywnych usztywnienia brzegowego, lecz z uwagi na przyjęcie w tym modelu podparcia sprężystego usztywnienia w jego środku ciężkości, inaczej niż w [3], należy w każdej iteracji ustalać nową wartość sztywności translacyjnej K oraz, podobnie jak w [3], nowe szerokości efektywne elementów usztywnienia z uwagi na redukcję naprężeń ściskających. Procedura iteracyjna jest szybko zbieżna.

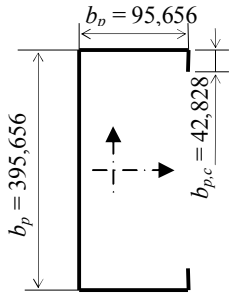
Tablica 3. Współczynnik redukcyjny χ_d i φ

wg [1]	wg [3]
$\chi_d = 1{,}0$ gdy $\overline{\lambda_d} \le 0{,}65$	krzywa wyboczeniowa „a_0" wg PN-90/B-03200
$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\overline{\lambda_d}$ gdy $0{,}65 < \overline{\lambda_d} < 1{,}38$	$\varphi = \left(1 + \overline{\lambda_P}^{2n}\right)^{\frac{-1}{n}}$
$\chi_d = \frac{0{,}66}{\overline{\lambda_d}}$ gdy $\overline{\lambda_d} \ge 1{,}38$	$n = 2{,}5$ Uwaga: $\overline{\lambda_d} = \overline{\lambda_p}$

Do ustalenia końcowych wartości wystarcza na ogół kilka iteracji. W praktyce można ograniczyć się tylko do pierwszego przybliżenia, wtedy współczynnik redukcyjny χ_d ma zaniżoną wartość (błąd jest po stronie bezpiecznej), albo zrealizować pełną procedurę iteracyjną. Po ustaleniu odpowiednich efektywnych cech geometrycznych ściskanej półki z usztywnieniem brzegowym, wg obu źródeł normowych, powinno się określić nowe parametry geometryczne dla całego przekroju kształtownika ze zredukowana półką, ustalić rozkład naprężeń normalnych dla środnika i zgodnie z wytycznymi podanymi w [2] odnoszącymi się do ścianki przęsłowej ustalić współczynnik redukcyjny ρ dla części ścianki środnika znajdującej się w strefie ściskanej. Opcjonalnie można przeprowadzone obliczenia związane z ustaleniem szerokości efektywnej środnika uściślać iteracyjnie. Procedury obliczeniowe są, jak widać, w obu źródłach normowych podobne, ale należy podkreślić, że różnice dotyczą dość istotnych szczegółów. W przedstawionym poniżej przykładzie obliczeniowym przedstawiono wybrane fragmenty obliczeń wg [1] ceownika giętego z jednozagięciowym usztywnieniem brzegowym z wymuszonym zginaniem, związane z ustaleniem wartości dystorsyjnych naprężeń krytycznych (w nawiasach podano wartości obliczone wg [3]). W obliczeniach uwzględniono jedną iterację. W celach porównawczych ustalono również naprężenia krytyczne usztywnienia brzegowego wg Sharpa i zmodyfikowanej metody Hancocka [4], a wyniki obliczeń zestawiono w tablicy 4.

3. PRZYKŁAD LICZBOWY

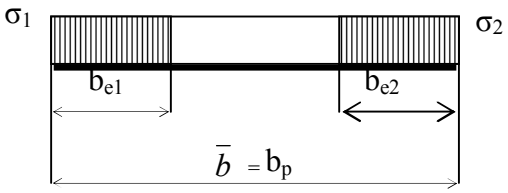
W analizowanym przykładzie obliczeniowym przyjęto zginany ceownik 400x100x45x2 (promień wyokrąglenia naroża r = 1,5t = 3 mm, stal S355) o szerokościach zastępczych jak na rys.3. W obliczeniach pominięto wpływ zaokrąglenia naroży ($g_r = 0$).



Rys. 3. (opis w tekście)

W celu ustalenia odpowiednich szerokości efektywnych ścianki z usztywnieniem brzegowym zastosowano procedurę opisaną w pkt.5.5.3.2 [1]. W pierwszej kolejności ustalono pierwotne szerokości efektywne ściskanej półki wg [2] – pkt.4.4 przy założeniu, że usztywnienie jest niepodatne, a naprężenia w stanie granicznym nośności wynoszą $\sigma_{com,Ed} = \dfrac{f_{yb}}{\gamma_{M0}} = f_{yb}$.

Stosunek naprężeń normalnych (rys.4): $\psi = \dfrac{\sigma_2}{\sigma_1} = +1 \;\rightarrow k_\sigma = 4{,}0$.



Rys. 4. Rozkład naprężeń normalnych dla ściskanej półki

Względna smukłość płytowa

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{95{,}656}{2}}{28{,}4 \cdot 0{,}814\sqrt{4}} = 1{,}0344 .$$

Współczynnik redukcyjny

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} = \frac{1{,}0344 - 0{,}055 \cdot 4}{1{,}0344^2} = 0{,}761 \;\; (\bar{\lambda}_p > 0{,}5 + \sqrt{0{,}085 - 0{,}055\psi} = 0{,}673).$$

Szerokość współpracująca ścianki: $b_{eff} = \rho\bar{b} = 0{,}761 \cdot 95{,}656 = 72{,}794\ mm$,

$$b_{e1} = b_{e2} = 0{,}5\bar{b} = 0{,}5 \cdot 72{,}794 = 36{,}656\ mm .$$

Usztywnienie brzegowe (proporcja)

$$0{,}35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} = \frac{42{,}828}{95{,}656} = 0{,}448 \le 0{,}6 .$$

Współczynnik lokalnej niestateczności (w nawiasie podano wartości obliczone wg [3])

$$k_\sigma = 0{,}5 + \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0{,}35\right)^2} = 0{,}5 + \sqrt[3]{(0{,}448 - 0{,}35)^2} = 0{,}5 + 0{,}213 = 0{,}713 \quad (0{,}287).$$

Względna smukłość ścianki

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{b_{p,c}}{t}}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{42{,}828}{2}}{28{,}4 \cdot 0{,}814\sqrt{0{,}713}} = 1{,}097 > 0{,}748 \quad (1{,}729).$$

Współczynnik redukcyjny

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^{\,2}} = \frac{1{,}097 - 0{,}188}{1{,}097^2} = 0{,}755 \;\; (0{,}515).$$

Szerokość efektywna usztywnienia

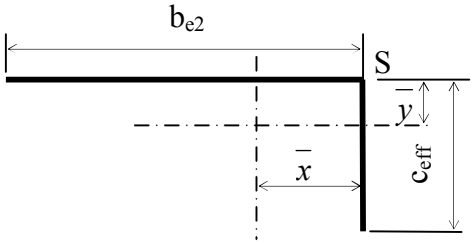
$$c_{eff} = \rho b_{p,c} = 0{,}755 \cdot 42{,}828 = 32{,}3522\ mm \quad (22{,}056).$$

Pole powierzchni efektywnej usztywnienia brzegowego

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) = 2(36{,}656 + 32{,}3522) = 138{,}012\ mm^2 \;\; (117{,}424).$$

Współrzędne środka ciężkości efektywnego usztywnienia brzegowego (względem środka ścinania) (rys.5)

$$\bar{x} = \frac{2 \cdot 0{,}5 \cdot 36{,}656^2}{138{,}012} = 9{,}734 mm \quad (11{,}443) \qquad \bar{y} = \frac{2 \cdot 0{,}5 \cdot 32{,}3522^2}{138{,}012} = 7{,}584\ mm \quad (8{,}913).$$



Rys.5. Efektywne usztywnienie brzegowe

Położenie jednostkowej siły u: $b_1 = b_p - \bar{x} = 95{,}656 - 9{,}734 = 85{,}922mm$ (84,213).

Sztywność translacyjna ściskanego pasa na jednostkę długości

$$K = \frac{Et^3}{4\left(1-\upsilon^2\right)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3} = \frac{210000 \cdot 2^3}{4\left(1-0{,}3^2\right)} \cdot \frac{1}{85{,}529^2 \cdot 395{,}656 + 85{,}529^3} = 0{,}130 N/mm \quad (0{,}1356).$$

Moment bezwładności efektywnego przekroju usztywnienia brzegowego

$$I_s = \frac{36{,}656 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 36{,}656 \cdot 7{,}584^2 + \frac{2 \cdot 32{,}3522^3}{12} + 2 \cdot 32{,}3522 \cdot \left(0{,}5 \cdot 32{,}3522 - 7{,}584\right)^2 =$$
$$= 14661{,}5289\ mm^4 \quad (7834{,}0337)$$

Naprężenie krytyczne przy wyboczeniu sprężystym usztywnienia brzegowego

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} = \frac{2\sqrt{0{,}130 \cdot 210000 \cdot 14661{,}5289}}{138{,}012} = 289{,}924MPa \quad (251{,}346\text{MPa}).$$

Smukłość względna przy wyboczeniu dystorsyjnym

$$0{,}65 < \overline{\lambda_d} = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} = \sqrt{\frac{355}{289{,}924}} = 1{,}1065 < 1{,}38 \quad (1{,}188).$$

Współczynnik redukcyjny

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\overline{\lambda_d} = 1{,}47 - 0{,}723 \cdot 1{,}1065 = 0{,}67 \quad (\varphi = 0{,}615).$$

Zestawienie wyników obliczeń związanych z ustaleniem dystorsyjnego naprężenia krytycznego przedstawiono w tablicy 4. Naprężenia te dodatkowo obliczono wg [3] z uwzględnieniem zależności na k_σ podanej w [1] (wartość w nawiasie) oraz wg metody Hancocka zmodyfikowanej dla ceowników zginanych i metody Sharpa opisanych w pracy [4].

Tablica 4. Zestawienie wyników obliczeń z przykładu liczbowego

Dystorsyjne naprężenia krytyczne usztywnienia brzegowego w MPa			
wg EC3 [1,2]	wg PN [3]	wg Hancocka [4]	wg Sharpa [4]
289,92	251,35 (277,434)	270,84	247,79

Porównując otrzymane wyniki obliczeń przedstawione w tablicy 4 można zauważyć, że uwzględnienie w obliczeniach wg [1] tylko jednej iteracji daje już dość dobre przybliżenie wartości dystorsyjnych naprężeń krytycznych $\sigma_{cr,s}$. Wydaje się, że obliczenia wg [3], bez korekty wzoru na współczynnik niestateczności miejscowej k_σ, prowadzą do niemiarodajnych wyników. Po uwzględnieniu skorygowanej zależności na k_σ wg [1], obliczone wg [3] (jedna iteracja), dystorsyjne naprężenia krytyczne usztywnienia brzegowego $\sigma_{cr,s}$ są zbliżone do naprężeń otrzymanych pozostałymi metodami.

4. UWAGI KOŃCOWE

W niniejszej pracy omówiono wybrane zagadnienia związane z ustalaniem efektywnych parametrów geometrycznych zginanego kształtownika giętego z jednozagięciowymi usztywnieniami brzegowymi. Zwrócono uwagę na różnice związane z ustalaniem wartości parametru niestateczności miejscowej k_σ dla pojedynczego usztywnienia brzegowego wg EC3[1, 2] i PN[3]. Rozwiązano przykład liczbowy ilustrujący praktyczne zastosowania obu norm.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-3 :2008 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych.Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniajace dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
[2] PN-EN 1993-1-5:2008 Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-5: Blachownice.
[3] PN-B-03207:2002 Konstrukcje stalowe. Konstrukcje z kształtowników i blach profilowanych na zimno. Projektowanie i wykonanie.
[4] Hancock G.J.: Design for distortional buckling of flexural members.Thin-Walled Structures Vol.27,1996.
[5] Goczek J., Supeł Ł.: Obliczanie według PN-EN 1993-1-3 charakterystyk przekroju współpracującego zetownika giętego. Inżynieria i Budownictwo nr 8/2009.
[6] Szymczak Cz., Werochowski W.: Dystorsyjna postać niestateczności osiowo ściskanych kształtowników giętych z usztywnionymi stopkami.Inżynieria i Budownictwo nr 2/2005.
[7] Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M.: Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. PWT, 2006.

RESISTANCE OF THIN-WALLED BENDING ELEMENTS WITH CHANNEL CROSS-SECTION ACCORDING TO PN-EN 1993-1-3 AND PN-B-03207

Summary

This paper presents select problems of resistance of cold-formed bending elements with C-cross-section according to PN-EN 1993-1-3 [1] and PN-B-03207 [3]. The study is concentrated on the analysis of effective area of C-section with the single edge fold stiffener and the effects of local and distortional buckling. The difference of the calculation rules according to this normative documents are presented. It was proved that the procedure given in [3] does not enough correlate with the results given by [1, 2] and Sharp and Hancock's modification metod [4]. It is therefore possible that the buckling factor k_σ should be in [3] given by the same formula as in [1].

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Stanisław JURCZAKIEWICZ
Janusz RĘBIELAK
Politechnika Krakowska

WSTĘPNA ANALIZA STATYCZNA JEDNEJ Z ODMIAN KONSTRUKCJI TYPU JR TETRA SYSTEM

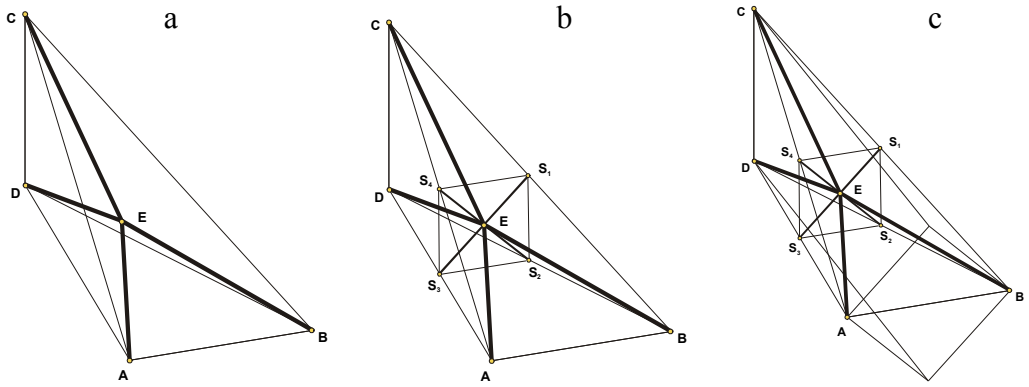
1. WPROWADZENIE

Przedmiotem pracy jest wstępna analiza statyczna konstrukcji hali zaprojektowanej w jednej z wielu opracowanych do tej pory postaci JR Tetra System, który to system konstrukcyjny został przed trzema laty zaprojektowany przez J. Rębielaka [1] w pierwszej kolejności dla lekkiej konstrukcji przekrycia trybun głównych Stadionu Ludowego w Sosnowcu [2]. System ten posiada wiele odmian, może być zastosowany do konstruowania przekryć dachowych o różnych kształtach oraz szerokim spektrum rozpiętości. Pewną grupę odmian tego systemu stanowią konstrukcje mogące być zastosowane w układach halowych.

2. PODSTAWOWE FORMY STRUKTURALNE JR TETRA SYSTEM

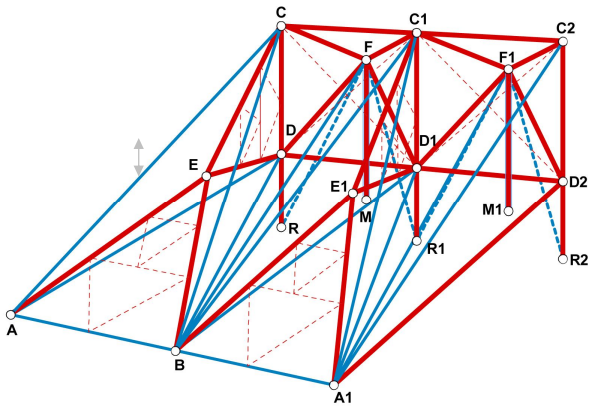
Konstrukcja zadaszenia trybuny głównej Stadionu Ludowego miała być lekka, łatwo montowana na koronie stadionu najlepiej bez użycia specjalistycznego sprzętu dźwigowego oraz zapewniać doskonałą widoczność całej płyty boiska z każdego przekrytego dachem miejsca. Zalecany wysięg wspornikowej konstrukcji zadaszenia trybun określono na 25 metrów. Dlatego poszukiwano takiej formy konstrukcji, której element wspornikowy będąc bardzo lekkim mógłby charakteryzować się dużą sztywnością. Te przesłanki zadecydowały o wyborze konstrukcji prętowo-cięgnowej składającej się z odpowiednio uformowanych modułów czworościennych (rys. 1). Przyjęty moduł konstrukcyjny ma postać czworościanu, a w jego w przestrzeni wewnętrznej są umieszczone cztery główne pręty ściskane, których jedne końce łączą się we wspólnym węźle typu E, (rys. 1a), pozostałe końce głównych prętów ściskanych łączą się w węzłach odpowiednio z trzema cięgnami głównymi, które biegną wzdłuż krawędzi czworościennej modułu konstrukcyjnego. Niezbędne dla tego systemu wstępne sprężenie jest możliwe poprzez np. wzajemnie niewielkie rozsunięcie kratownic głównych dzięki odpowiedniej konstrukcji węzła typu E lub poprzez stosowne skrócenie jednego z cięgien głównych. Cięgna nazywane głównymi biegną pomiędzy węzłami wierzchołkowymi modułu czworościennego. Węzły te są oznaczone kolejnymi symbolami literowymi A,B,C oraz D (rys. 1a). Główne pręty ściskane biegną pomiędzy tymi węzłami wierzchołkowymi a węzłem centralnym oznaczonym symbolem E. Dla modułów o większych wymiarach jest korzystne, aby położenie węzła centralnego E było

ustabilizowane poprzez system dodatkowych krótkich prętów biegnących od tego węzła do węzłów typu S usytuowanych w połowie długości cięgien głównych (rys. 1b). Węzły typu S mogą być połączone ze sobą za pomocą dodatkowego systemu krótkich cięgien biegnących odpowiednio między nimi. W zależności od potrzeb układ podstawowy systemu konstrukcyjnego może być uzupełniony o stosowny system dodatkowych elementów biegnących wzdłuż odpowiednich kierunków (rys. 1c). Ta ostatnia postać modułu może posłużyć do kształtowania ramowych systemów hal za pomocą odpowiednio zmodyfikowanych konfiguracji strukturalnych JR Tetra System [3].



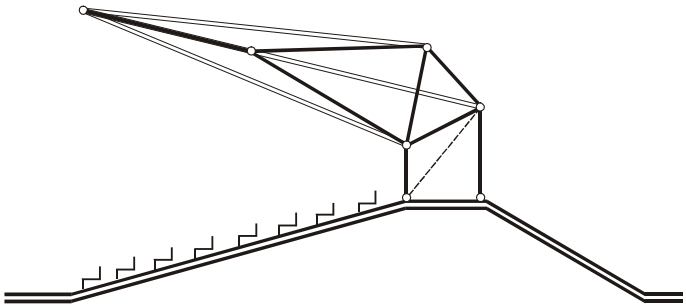
Rys. 1. Przykładowe formy modułu czworościennego JR Tetra System

Konstrukcja modułu pozwala na montaż zadaszeń z elementów prefabrykowanych lub na bardzo szybkie ich scalanie w dowolne konfiguracje na placu budowy. Zasadniczą zaletą jest prostota formy i łatwość wstępnego sprężania oraz elastyczność w realizowaniu aranżacji przestrzennych systemu utworzonego z modułów. Ważne jest również to, że ten sam moduł konstrukcyjny może być zastosowany przy realizacji przekrycia o dowolnych formach architektonicznych. Odpowiednio zaprojektowaną postać modułu powtarzalnego JR Tetra System zastosowano w koncepcji konstrukcji zadaszenia trybun Stadionu Ludowego w Sosnowcu (rys. 2). Słupy główne w koronie nasypu ziemnego trybun rozmieszczono w rozstawie co 7,20 m, słupy stabilizujące znajdują się w strefie zewnętrznej trybun (rys. 3) i rozmieszczone są w tym samym rozstawie. Moduły czworościenne są umieszczone równolegle do siebie i parami połączone wspólnym cięgnem biegnącym od węzłów typu A lub B do węzłów w zewnętrznej części konstrukcji, będących węzłami wierzchołkowymi

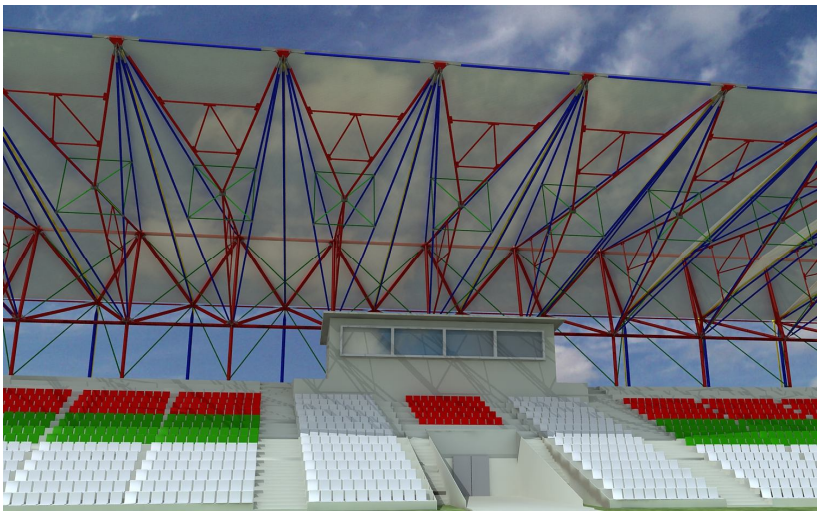


Rys. 2. Schemat statyczny powtarzalnej konstrukcji zadaszenia trybuny głównej zaprojektowanej dla Stadionu Ludowego w Sosnowcu, schemat ten przedstawia minimalną postać umożliwiającą samoistne funkcjonowanie systemu konstrukcyjnego, czytelna jest tu możliwość wykonywania etapowego całego zadaszenia poprzez kolejne montowanie takich samodzielnych zestawów połówek ośmiościennych form strukturalnych.

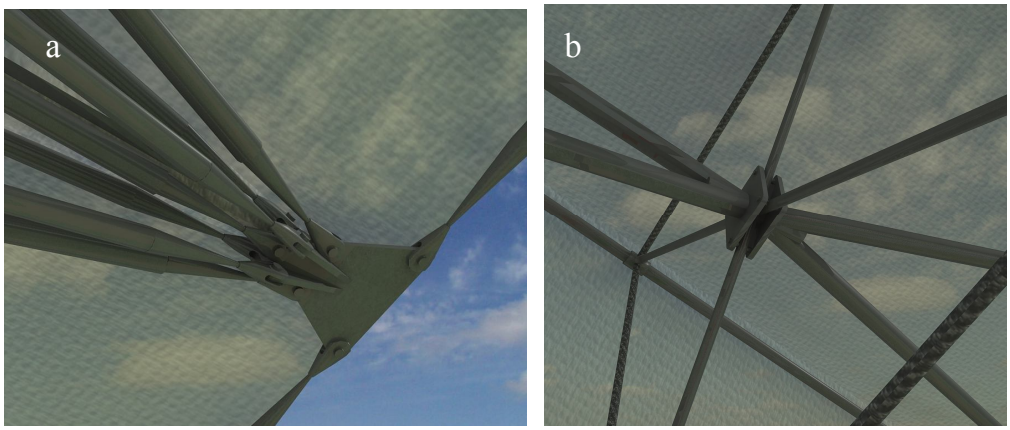
Węzły wierzchołkowe są połączone prętami ukośnymi z podstawami słupów głównych oraz muszą być połączone prętami bezpośrednio między nimi biegnącymi. Elementy tak ukształtowanej konstrukcji zapanowano pomalować odpowiednimi kolorami stosownie do rodzaju panujących w nich sił (rys. 4). Węzły główne (rys. 5) uzyskują bardzo proste formy konstrukcji, której całość miała być wykonana ze stali o wytrzymałości rzędu 400 MPa.



Rys. 3. Schemat ideowy przekroju pionowego konstrukcji zadaszenia trybuny głównej



Rys. 4. Wizualizacja projektowanej konstrukcji zadaszenia trybuny głównej Stadionu Ludowego w Sosnowcu

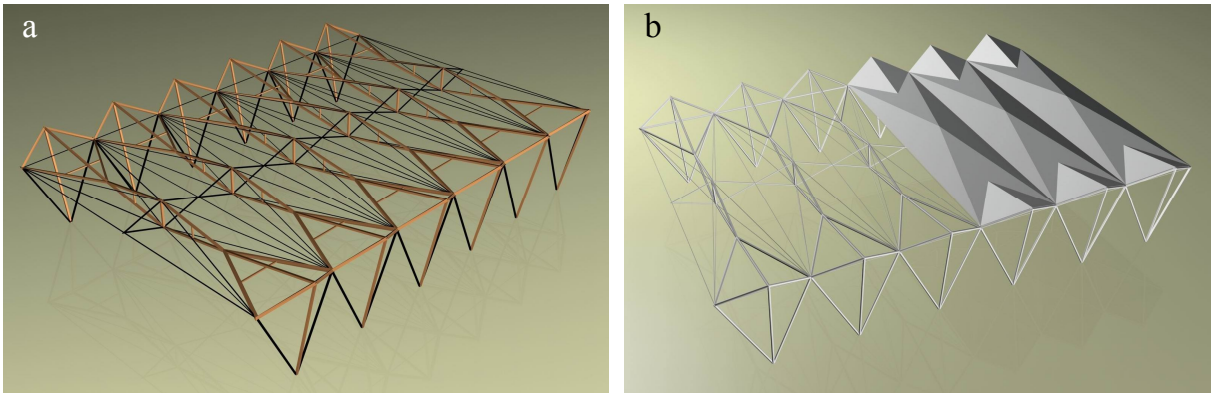


Rys. 5. Zaprojektowane postaci węzłów konstrukcji zadaszenia, a) węzły typu A lub B, b) głównego węzła centralny typu E, por. oznaczenia na rys. 1.

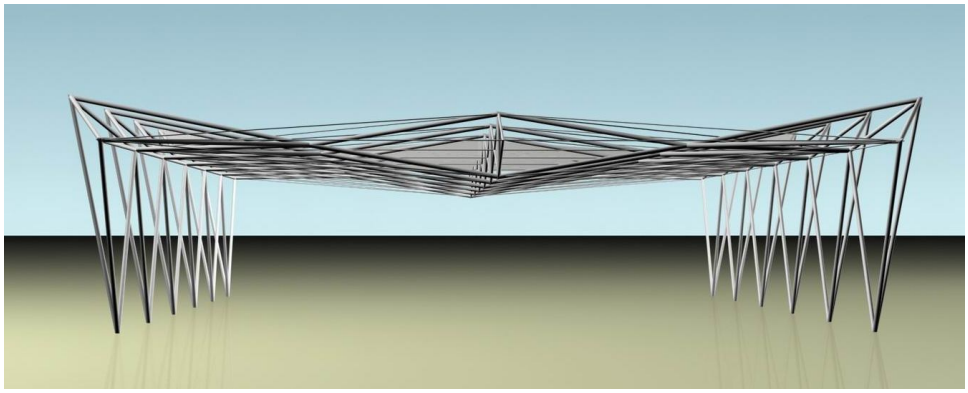
Wewnętrzne kratownice modułu czworościennego uzupełniono o dodatkowe elementy stężeń, których zadaniem jest zmniejszenie długości wyboczeniowych głównych prętów ściskanych tego systemu. Pokrycie zaplanowano w postaci lekkiej membrany, której płaty rozmieszczono pomiędzy wybranymi składnikami górnej warstwy konstrukcji. Wstępna analiza statyczna tej konstrukcji została wykonanej w firmie Condix SA dla odpowiednich danych numerycznych oraz stosownych wielkości obciążeń właściwych dla terenu lokalizacji tej inwestycji. W jej wyniku określono masę własną tej konstrukcji na ok. 68,5 kg/m^2 przekrywanej powierzchni, a ugięcie tego 25-ciometrowego wspornika wyniosło ok. 8,5 cm [2, 3].

3. PRZYKŁAD UKŁADU HALOWEGO JR TETRA SYSTEM

Element modularny w postaci odpowiednio wydłużonego modułu czworościennego, stosownie uzupełnionego o dodatkowe elementy stężeń, może być składnikiem wielu rodzajów konstrukcji dachów. Może on być integralną częścią wielu różnorodnych postaci układów ramowych mogących być wykonanymi w konstrukcji stalowo-drewnianej (rys. 6a) lub tylko metalowej (rys. 6b, rys. 7), a hala taka może uzyskać interesującą formę architektoniczną. Różnorodność postaci dachów i hal możliwych do uzyskania dzięki stosowaniu JR Tetra System jest bardzo duża.



Rys. 6. Przykład konstrukcji ramowej zaprojektowanej jako odpowiednia postać JR Tetra Systemu

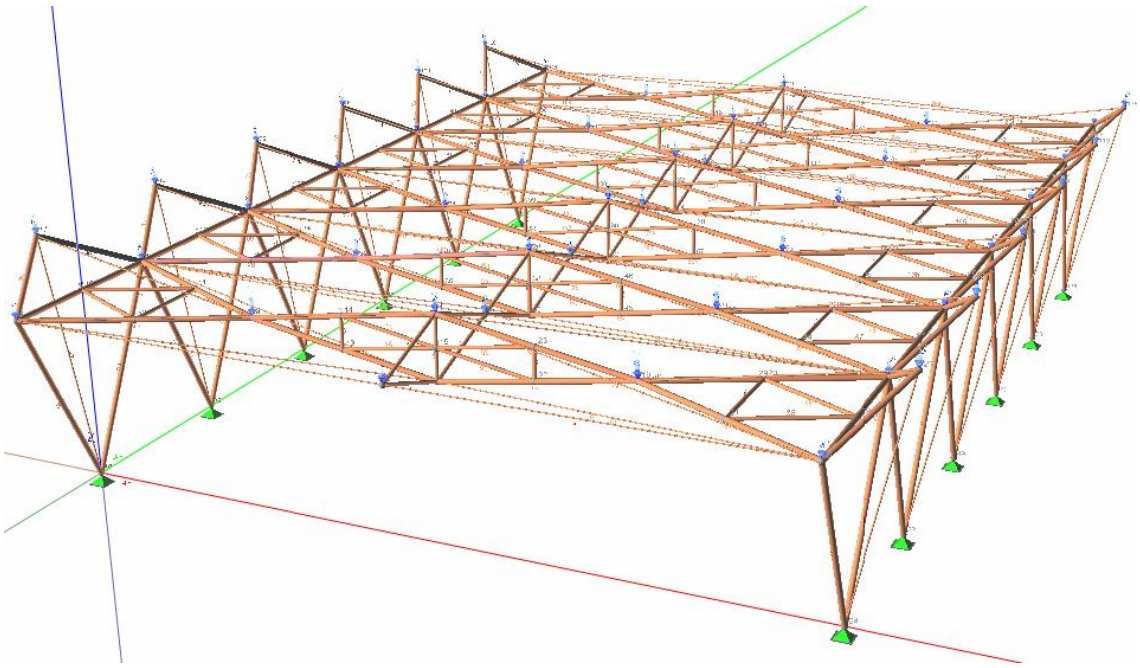


Rys. 7. Wizualizacja wnętrza struktury ramowej kształtowanej za pomocą jednej z odmian JR Tetra System

3.1. Układ przestrzenny analizowanej postaci hali

Jako podstawę do obliczeń statycznych przyjęto schemat układu halowego (rys. 8), model numeryczny którego został zdefiniowany w języku programowania Formian [3].

Powtarzalnymi segmentami ustroju są w tym przypadku zestawione z sobą dwa podstawowe moduły czworościenne JR Tetra System szerokości 6,0m i długości po 12,0m każdy. Stanowią one rygiel ramy hali o całkowitej rozpiętości 24,0m. Rygiel ten jest uniesiony ponad podłożem na wysokość 6,00m i wsparty na obu krańcach na pionowych układach kozłowo zestawionych słupów. Geometryczną niezmienność ramy zapewniają dwa narożnikowe układy prętów z cięgnami. W prezentowanym schemacie zestawiono sześć takich ram. Tym samym całkowita powierzchnia przekrytego rzutu hali posiada wymiary 24,0×36,0m. Dla przejrzystości rysunku pominięto usytuowane wzdłużnie, tzn. prostopadle do kierunku zasadniczych modułów JR Tetra System, składniki konstrukcji pokrycia dachu. Elementy te stanowią jednocześnie stężenie ustroju i zmniejszają długości wyboczeniowe ściskanych prętów modułów czworościennych do ½ lub ¼ - w zależności od praktycznie przyjętego ich rozstawu - długości całkowitej prętów wynoszącej około 6,70m. Takie założenie pozwala traktować te pręty jako pracujące bez udziału momentów zginających i w większym stopniu wykorzystać nośności stalowych przekrojów rurowych.



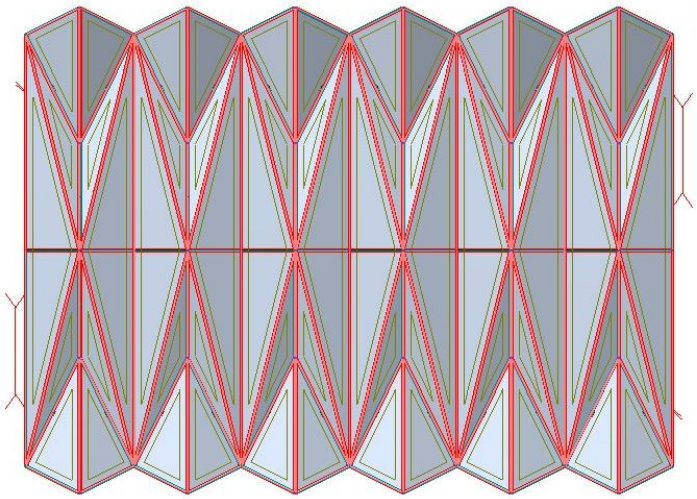
Rys. 8. Schemat układu halowego przyjęty do wstępnych przeliczeń statyczno-wytrzymałościowych

3.2. Przyjęte założenia materiałowe i obciążenia stalowej konstrukcji hali

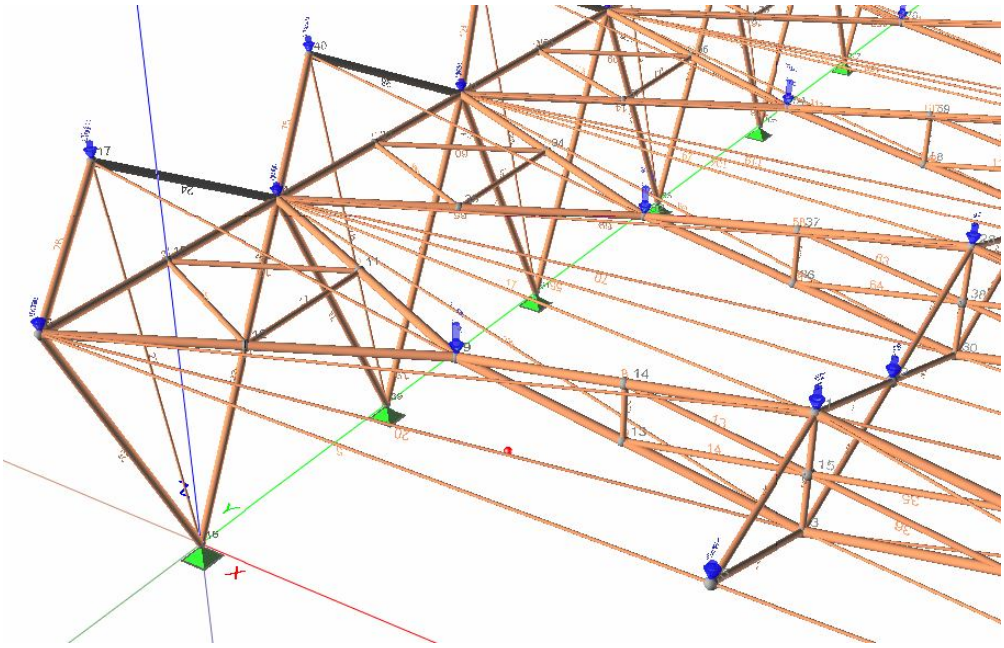
Wstępnie założono przekroje zasadniczych prętów ściskanych tj. ukośnych słupów i ściskanych prętów w dachowych modułach czworościennych jako pręty o przekrojach rurowych 168,3×10,0; pręty drugorzędne będące skratowaniami modułów czworościennych: rury 114,3×8,0. Przekroje wszystkich cięgien przyjęto z prętów okrągłych o średnicy 40mm. Dla prętów o przekrojach rurowych zastosowano stal 18G2A o wytrzymałości obliczeniowej f_d = 305 MPa, a dla cięgien stal 18G2AV o wytrzymałości f_d = 350 MPa. Oznaczenia stali wg normy PN-90/B-03200. Ciężar pokrycia przyjęto 0,20 kN/m^2 powierzchni dachu, a obciążenia klimatyczne przy założeniu lokalizacji obiektu w Krakowie: śniegiem 1,00 kN/m^2 rzutu dachu na powierzchnię poziomą i wiatrem -0,54 kN/m^2 powierzchni dachu. Obciążenia te skupiono w głównych węzłach układu przekrycia. Tym samym założono, że pokrycie dachu wykonane zostanie w sposób zapewniający oparcie na węzłach zasadniczej konstrukcji hali (Rys.10, 12).

3.3. Realizacja obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

Obliczenia numeryczne tej prętowo-cięgnowej formy konstrukcji hali wykonano z zastosowaniem dwóch niezależnych programów komputerowych do modelowania, analizy i projektowania przestrzennych konstrukcji prętowych: Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA) krakowskiej firmy ROBOBAT oraz RM-3D opolskiego biura CADSIS. Autorzy dziękują obu firmom za udostępnienie niezbędnych modułów obliczeniowych i pomoc w trakcie realizacji obliczeń.



Rys. 9. Ukształtowanie połaci dachu. Poprzeczna rozpiętość ramy wynosi 24,0m. Długość układu składającego się z sześciu powtarzalnych modułów wynosi 36,0m



Rys. 10. Perspektywiczny widok fragmentu prętowo-cięgnowej konstrukcji hali. Przekroje prętów przedstawiono w proporcjach rzeczywistych. Pominięto drugorzędne elementy niosące pokrycie i stężające ściskane pręty modułów czworościennych JR Tetra System. W węzłach głównych przyłożono wypadkowe sił skupionych pochodzące od ciężaru pokrycia, obciążenia śniegiem i wiatrem.

Biorąc pod uwagę przegubowy sposób połączenia prętów w węzłach oraz wcześniej omówiony system stężeń prętów ściskanych, a także niewielkie przemieszczenia dopuszczalne rygla określone na 1/250 jego rozpiętości czyli wartość równą 9,6cm, obliczeń dokonano według teorii I rzędu tzn. bez uwzględniania wpływu odkształceń na wartości sił przekrojowych.

Przeanalizowano po trzy kombinacje obciążeń dla wariantów ustroju bez sprężenia cięgien oraz ustroju sprężonego. Kombinacje te uwzględniały kolejno: (a) same obciążenia stałe, (b) dodatkowe obciążenie śniegiem, (c) dodatkowe obciążenie wiatrem (ssanie ku górze).

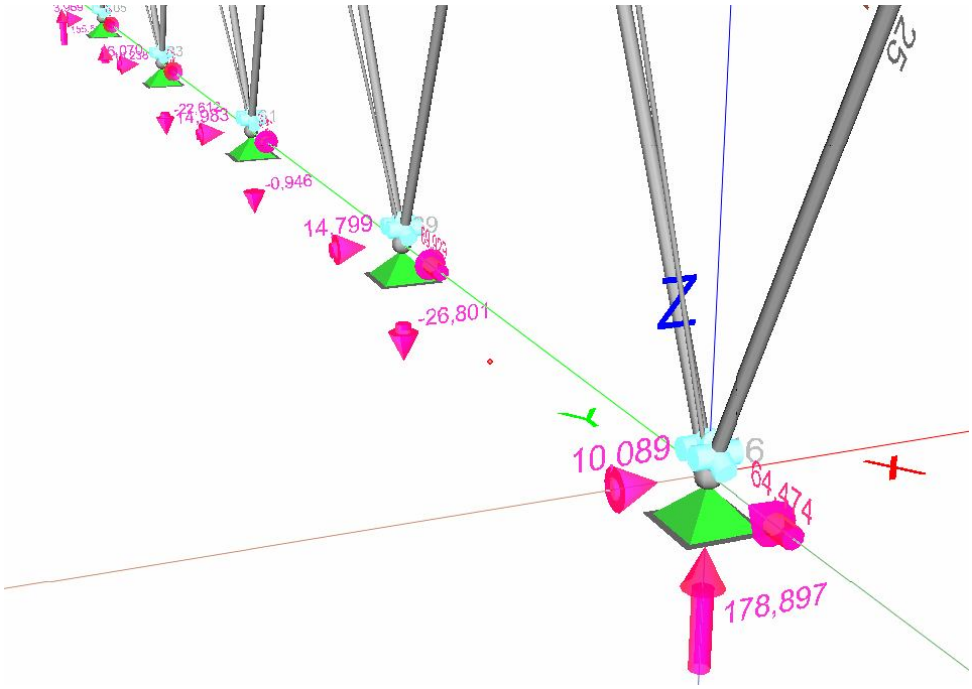
Sprężenie realizowano obliczeniowo wymuszając skracanie cięgien o wartości zapewniające uzyskanie oczekiwanych efektów w postaci przestrzennego usztywnienia ustroju (we wszystkich cięgnach siły rozciągające) oraz odkształcenia (ugięcia) nie większe niż wartości przyjęte jako dopuszczalne.

3.4. Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

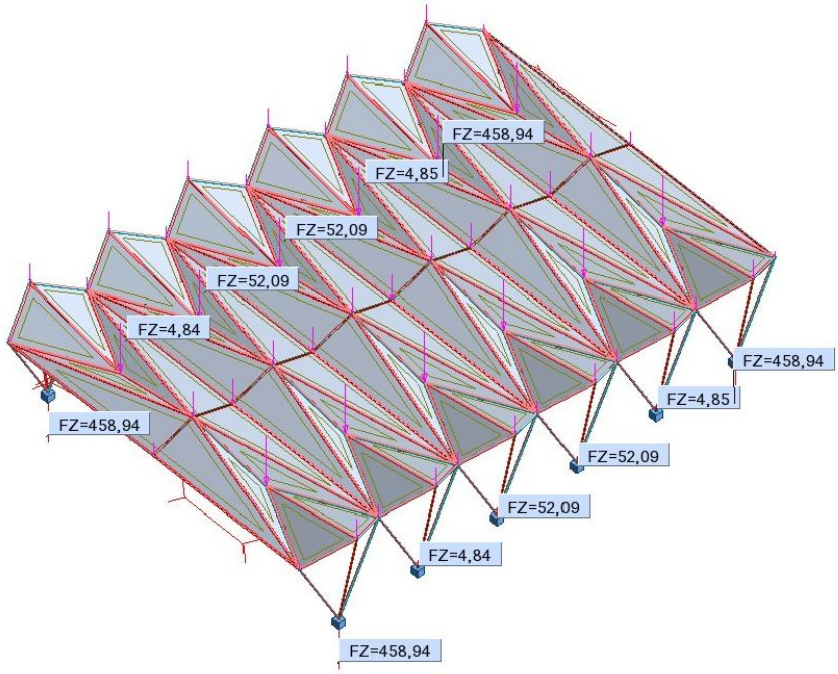
Przeliczenia numeryczne prętowo-cięgnowej konstrukcji hali wykonane z zastosowaniem obu programów komputerowych dały zbliżone wyniki.

W pierwszym etapie obliczono masę własną konstrukcji łącznie ze słupami oraz pokryciem dachu. Wielkość ta jest równa ok. 75,0 kg/m^2 przekrywanej powierzchni.

Pierwszym z interesujących spostrzeżeń było znaczne zróżnicowanie reakcji podporowych występujące wzdłuż obu rzędów słupów. Okazało się, że większość ciężaru konstrukcji spływa na skrajne (narożne) słupy. Skalę zróżnicowania ilustrują rysunki 11 i 12. W przypadku hali nie poddanej dodatkowemu obciążeniu śniegiem dochodziło nawet do teoretycznego odrywania podpór pośrednich od podłoża. Świadczy to o dużej sztywności układu w kierunku prostopadłym do ramowych modułów czworościennych. Nie mogą one być rozpatrywane jako zestaw oddzielnych elementów. Koniecznym również staje się uwzględnienie w obliczeniach sprężystości podłoża.



Rys. 11. Układ wartości charakterystycznych reakcji podporowych wywołanych obciążeniami stałymi, podpory pośrednie ustroju są odrywane od podłoża



Rys. 12. Schemat obciążenia prętowej struktury ramowej ciężarem pokrycia, śniegiem i wiatrem. Siły skupione przekazywane są na główne węzły modułów czworościennych JR Tetra System. Przedstawiono pionowe reakcje podporowe pod maksymalnym obciążeniem tj. ciężarem własnym i śniegiem.

Tablica 1. Siły podłużne w prętach ściskanych i cięgnach konstrukcji badanej hali [kN].

		Konstrukcja bez sprężenia		Konstrukcja sprężona		
		Kombinacje obciążeń		Skróceni e cięgien	Kombinacje obciążeń	
Opis prętów ustroju		ciężar własny	ciężar własny + śnieg		ciężar własny	ciężar własny + śnieg
1		2	3	4	5	6
rozciąganie	Cięgna dolne modułów JR Tetra System	50-70	180-260	4,0 cm	400-430	500-550
	Cięgna górne modułów JR Tetra System	0	0	1,5 cm	300	150-180
	Cięgna poziome pomiędzy modułami	0	0	1,5 cm	100	80
	Cięgna ponad narożnikami ramy	100	300-400	4,0 cm	50-80	220-270
ściskanie	Pręty skrajnych modułów JR Tetra System	120-140	450-500		900	1000
	Pręty wewnętrznych modułów JR TetraSystem	50-100	200-300		800	700-800
	Słupy	0-160	0-600		0-200	0-500
Ugięcia rygla ramy		5,0cm	15,0cm		11,0cm	7,0cm

W Tablicy 1. zestawiono wartości obliczeniowe sił podłużnych w prętach ściskanych i cięgnach ustroju uzyskane dla konstrukcji hali nie sprężonej oraz po wykonaniu sprężenia. Porównano po dwie kombinacje obciążeń: pierwszą zawierającą tylko ciężar własny z pokryciem dachu i drugą z dodatkowym obciążeniem śniegiem.

W przypadku konstrukcji nie poddanej operacji sprężania poprzez skracanie cięgien stwierdzono, że cięgna górne modułów czworościennych były całkowicie wyłączane z pracy. Nie następowało samoczynne sprężenie pod ciężarem własnym konstrukcji. W takiej sytuacji przestawały one pełnić wyznaczoną im rolę stężeń modułów czworościennych. Dolne cięgna modułów czworościennych naprężyły się do wartości 200-260 kN. Siły podłużne w ściskanych prętach modułów czworościennych 450-500 kN w pasach wzdłuż słupów i 200-300 kN w pasie środkowym. Ugięcia środkowych węzłów rygli wynosiły 15,0cm. Operacja naprężania okazała się więc niezbędna. Wartości długości odcinków, o jakie skracane miałyby być cięgna, podlegały doborowi na drodze doświadczeń przy prowadzonej równocześnie obserwacji efektów sprężania tzn. ugięć rygli ramy hali oraz sił podłużnych wprowadzanych do prętów ściskanych na skutek sprężenia. Wszystkie operacje na tym etapie badań przeprowadzono stosując metody numeryczne.

Ostatecznie dokonano sprężenia systemu konstrukcyjnego skracając dolne cięgna modułów czworościennych o odcinki równe 4,0cm, górne cięgna i poziome cięgna pomiędzy modułami o 1,5cm, a górne cięgna ponad narożnikami ram o 4,0cm. Uzyskano stan naprężenia we wszystkich cięgnach w całym zakresie obciążeń.

Bez wpływu obciążenia śniegiem uzyskano w dolnych cięgnach siły 400-430 kN, w górnych cięgnach 300 kN, poziomych 100 kN. Pręty modułów czworościennych są ściskane siłami 900 kN (w pasach zewnętrznych) i 800 kN (w pasie środkowym). Ugięcie rygla w tym przypadku wynosi 11,0cm.

Po obciążeniu śniegiem wartości sił działających w dolnych cięgnach wzrosły do 500-550 kN, w górnych spadły do około 150-180 kN, w poziomych spadły do 80 kN. Pręty modułów czworościennych ściskane były teraz siłami 1000 kN (w pasach zewnętrznych) i 700-800 kN (w pasie środkowym). Ugięcie rygla zmniejszyło się do wielkości 7,0cm.

3.5. Uwagi końcowe

Hala stalowa o ustroju nośnym zaprojektowanym w formie struktury prętowo-cięgnowej, w której zastosowano moduły JR Tetra System, jest konstrukcją lekką o masie własnej równej około 75,0 kg/m^2 przekrywanej powierzchni. Wyniki obliczeń numerycznych wykazały możliwość spełnienia stanu granicznego nośności. Spełnienie stanu granicznego użytkowania wymaga zastosowania wstępnego podniesienia wykonawczego, koniecznego również dla zapewnienia odpływu wody opadowej z niektórych połaci dachu. Konstrukcja charakteryzuje się dużą sztywnością w kierunku długości i szerokości rzutu. Realizacja konstrukcji wymaga opracowania programu naprężania cięgien podającego nie tylko długości o jaki mają one być skracane i kolejność tych operacji, ale także fazy montażu w których to ma się odbywać. Możliwe są przy tym różne warianty montażu hali, np. scalenie struktury dachu, tj. rygla takiej ramy, na poziomie terenu i następnie podniesienie i osadzenie na słupach, lub dostawianie kolejnych segmentów ramowych. Jest to nowoczesna konstrukcja wymagająca od projektanta staranności, a od wykonawcy wysokiej kultury technicznej.

Literatura

[1] Rębielak J.: Moduł konstrukcyjny do przekrywania obiektów, Zgłoszenie patentowe, Urząd Patentowy Rzeczypospolitej Polskiej, nr P-383254, dnia 03. 09. 2007 r.
[2] Rębielak J.: Examples of forms and applications of the JR Tetra System, "Lightweight structures in civil engineering – contemporary problems" Warsaw, 2007.
[3] Rębielak Janusz: Modele numeryczne wybranych podstawowych form JR Tetra System „XII Szkoła Komputerowego Wspomagania Projektowania, Wytwarzania i Eksploatacji" Warszawa-Jurata, 2008.
[4] Nooshin H., Disney P., Yamamoto, C.: Formian, Multi-Science Publishing Co. Ltd, 1993.

INITIAL STATIC ANALYSIS OF ONE TYPE OF STRUCTURE OF JR TETRA SYSTEM

Summary

The paper presents general description of the JR Tetra System built by means of various forms of tetrahedron module. There are presented results of preliminary static analysis of a simple form of a hall building designed by means of this structural system.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Tomasz KACZMAREK
Grzegorz FREJ
ARCADIS Sp. z o.o. Biuro Infrastruktury Mostowej w Katowicach
Firma Inżynierska GF- MOSTY Piekary Śląskie

PROPOZYCJA KRATOWYCH KŁADEK DLA PIESZYCH Z KSZTAŁTOWNIKÓW ZAMKNIĘTYCH

1. WPROWADZENIE

Kładki dla pieszych przez wiele lat były konstrukcjami drugiej kategorii. Konieczność pokonywania przez pieszych dużej różnicy poziomów oraz przewidywana tymczasowość tych budowli deprecjonowała je w stosunku do rozwiązań modelowych – przejść podziemnych dla pieszych. Okazało się jednak, że w miejscach o mniejszym natężeniu ruchu i przy braku nadzoru podziemne przejścia dla pieszych są dewastowane, a piesi unikają korzystania z nich, uważając je za miejsca niebezpieczne. Ostatnio nastąpił renesans kładek dla pieszych. Kładki odrodziły się jako budowle stałe o podwyższonym standardzie, często o znacznych rozpiętościach przęseł, ciekawe konstrukcyjnie i architektonicznie, projektowane jako „landmark bridges". W takich rozwiązaniach ekonomika nie jest najważniejsza. Jednocześnie odnosi się wrażenie, że na rynku brakuje oferty standardowej, taniej, ale o poprawnej architekturze, do zastosowania w lokalizacjach, gdzie przeważają względy praktyczne.

Mostowe konstrukcje standardowe w Polsce są przede wszystkim konstrukcjami betonowymi, głównie z powodu kosztów budowy i względów wynikających z utrzymania. Jedną z przyczyn jest niewielkie zastosowanie zaawansowanych technicznie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych, charakteryzujących się niższym zużyciem stali konstrukcyjnej. Belki VFT, Preflex, Flexstress nie znalazły takiego zastosowania, na jakie zasługują, między innymi ze względu na ograniczenia patentowe, know-how i brak wyspecjalizowanych wykonawców tych konstrukcji. Sytuacja taka powinna jednak ulec zmianie. Polityka zrównoważonego rozwoju wymaga, abyśmy większą uwagę zwrócili na konstrukcje lekkie, z materiałów o wysokich parametrach. Warunki takie potencjalnie spełnia konstrukcja kratowa z rur, charakteryzując się jednocześnie, przy odpowiedniej wysokości konstrukcyjnej, relatywnie dużą sztywnością i korzystnymi właściwościami dynamicznymi. Niebagatelna jest także dobra strukturalna odporność antykorozyjna takiej konstrukcji [1], istotna nawet w warunkach znacznego podniesienia jakości i trwałości zabezpieczeń antykorozyjnych. Nowoczesne konstrukcje kratowe z rur pozbawione są blach węzłowych, przez co osiągają elegancką, czystą formę. Zastosowanie rur o przekroju kwadratowym i prostokątnym oraz odpowiednie różnicowanie przekrojów znacznie ułatwia wykonawstwo konstrukcji. Propozycja kratowych kładek dla pieszych z jazdą dołem wykonanych z kształtowników zamkniętych profilowanych na zimno jest przedmiotem niniejszego referatu.

2. POMOSTY TECHNOLOGICZNE NA STOPNIU WODNYM „KOŚCIUSZKO”

W ramach modernizacji autostrady A4 na odcinku Balice – Węzeł Tyniecki – Opatkowice przebudowywano most przez Wisłę na stopniu wodnym „Kościuszko”. Przez most, służący południowemu obejściu Krakowa, związany konstrukcyjnie i funkcjonalnie ze stopniem wodnym, przed przebudową odbywał się ruch pieszy. Chodnik dla pieszych umożliwiał dostęp do położonego obok przyczółka mostu budynku sterowni śluzy oraz do sterowni jazu, usytuowanej w filarze mostu. Eliminacja ruchu pieszych z mostu na autostradzie oraz konieczność budowy nowego budynku sterowni śluzy wywołały potrzebę zapewnienia komunikacji ponad poziomem wody 1000-letniej między nasypem autostrady, budynkami starym i nowym sterowni śluzy oraz sterownią jazu na filarze mostowym. Zaprojektowano [2,3] trzy kładki kratowe z jazdą dołem, zwane „pomostami technologicznymi” (fot. 1).

Fot.1. Pomosty technologiczne przy sterowni śluzy na stopniu wodnym „Kościuszko”.

Dwie z kratownic są konstrukcjami jednoprzęsłowymi wolnopodpartymi o rozpiętości 35,60 m i 18,32 m, trzecia jest konstrukcją jednostronnie przewieszoną, o rozpiętości przęsła 20,52 m. Zaprojektowane z kształtowników giętych o kwadratowych i prostokątnych przekrojach zamkniętych kładki mają niewielką szerokość użytkową 1,2 m, przemysłową skrajnię pionową 1,9 m i pomosty wykonane z krat pomostowych (fot. 2).
Pomosty technologiczne zostały wykonane w roku 2008. Wykonawcą konstrukcji stalowych była firma Eurokonstrukcje Sp. z o.o. Ruda Śląska, montaż wykonała MK Galicja Sp. z o.o. Kraków, głównym wykonawcą robót i wykonawcą robót betonowych była Mota-Engil Polska S.A. Konstrukcje z powodzeniem przeniosły wykonane w roku 2009 próbne obciążenie (fot.3), a wykonane w projekcie obliczenia wskazywały na korzystne zachowanie dynamiczne.

3. PROPOZYCJA KRATOWYCH KŁADEK DLA PIESZYCH Z KSZTAŁTOWNIKÓW ZAMKNIĘTYCH

Korzystne właściwości kratowych pomostów technologicznych na stopniu „Kościuszko” skłoniły autorów referatu do przeanalizowania możliwości konstruowania kładek dla pieszych z kształtowników zamkniętych profilowanych na zimno produkowanych

w Polsce. Celem było stworzenie prostej i taniej propozycji przekroczenia przeszkód wodnych oraz szlaków komunikacyjnych, zwłaszcza w warunkach braku miejsca na podpory pośrednie w pasie rozdziału drogi dwujezdniowej lub braku miejsca na podpory w bezpośrednim sąsiedztwie jezdni, gdy konieczne jest stosowanie konstrukcji o zwiększonej rozpiętości. Istotnym elementem rozwiązania jest mała wysokość konstrukcyjna, zmniejszająca wysiłek pieszych związany z pokonaniem przeszkody.

Fot. 2 i 3. Wnętrze najdłuższego z pomostów technologicznych i jego próbne obciążenie.

3.1. Parametry użytkowe kładek

Przyjęto szerokość użytkową kładek równą 3,0 m. Wysokość konstrukcji zapewnia skrajnię dla pieszych o wysokości 2,5 m. Intensywność obciążenia użytkowego tłumem pieszych przyjęto równą 5,0 kN/m^2, nawiązując do Modelu Obciążenia 4 wg normy [4]. Brane pod uwagę rozpiętości wynikają z przeprowadzonych analiz obliczeniowych i konstrukcyjnych. Poniżej rozpiętości 20,0 m napotkano trudności z ułatwiającym wykonawstwo różnicowaniem wymiarów elementów konstrukcyjnych; duże znaczenie zaczęła mieć smukłość elementów. Powyżej 40,0 m konieczne okazało się zwiększanie wysokości konstrukcji, gdyż produkowane w Polsce kształtowniki zamknięte profilowane na zimno okazały się niewystarczające przy wysokości wynikającej z wymiarów skrajni dla pieszych. Rozważania ograniczono więc do rozpiętości od 20,0 m do 45,0 m, stopniowanych co 5,0 m. Najwyższą z rozpiętości uwzględniono z uwagi na to, że wystarcza do jednoprzęsłowego przekroczenia autostrady o jezdniach złożonych z 3 pasów ruchu i pasa awaryjnego, wraz z przyległymi rowami odwadniającymi.

3.2. Konstrukcja i wyposażenie

Jako elementy konstrukcyjne kładek przewidziano kształtowniki zamknięte o przekroju kwadratowym i prostokątnym ze stali S355J2. Przyjęto kraty główne typu W o module podłużnym 2,5 m. Węzły bez blach węzłowych rozwiązano w sposób klasyczny – bez mimośrodów. W węzłach dolnych krat usytuowano poprzeczne belki pomostu. W płaszczyźnie pasów dolnych przewidziano dodatkowe krzyżulce. Pasy górne wraz z ulokowanymi w węzłach słupkami i krzyżulcami tworzą skratowanie górne.

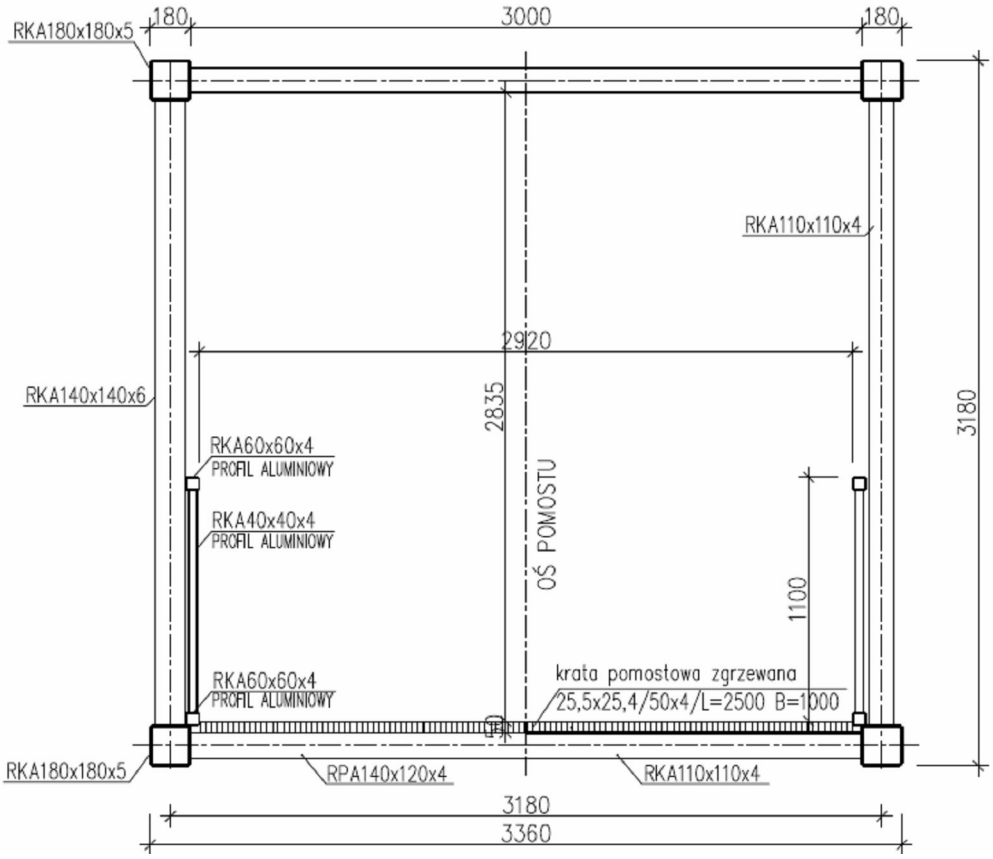
Jako pomost nieszczelny przewidziano kraty pomostowe o rozpiętości 2,5 m, z płaskownikami nośnymi 50×4 mm, o oczkach 25,5×25,4 mm pokryty wykładziną gumową np. typ METRO produkowaną przez Stomil Bydgoszcz. Jest to pomost ciężki (90 kg/m2).

Jako pomost szczelny przewidziano polimery pokryte powłokami na bazie żywic epoksydowych np. prefabrykowane pomosty kompozytowe typu Plank 40HD firmy Fiberline pokryte powłokami z żywic. Jest to pomost lekki (30 kg/m$^{2)}$.

Dla kładek przyjęto typowe, szczeblinkowe balustrady wykonane z aluminium, o potrzebnych wysokościach od 1,10 m do 1,30 m. Ciężar 12 kg/m bieżący.

W przypadku pomostu szczelnego nie przewidziano instalacji odwodnieniowej – niska kategoria ciągu pieszych i związana z tym odpowiednio małe natężenie miarodajne deszczu [6] nie generuje potrzeby pośredniego odprowadzania wody z wąskich konstrukcji o rozpatrywanej długości.

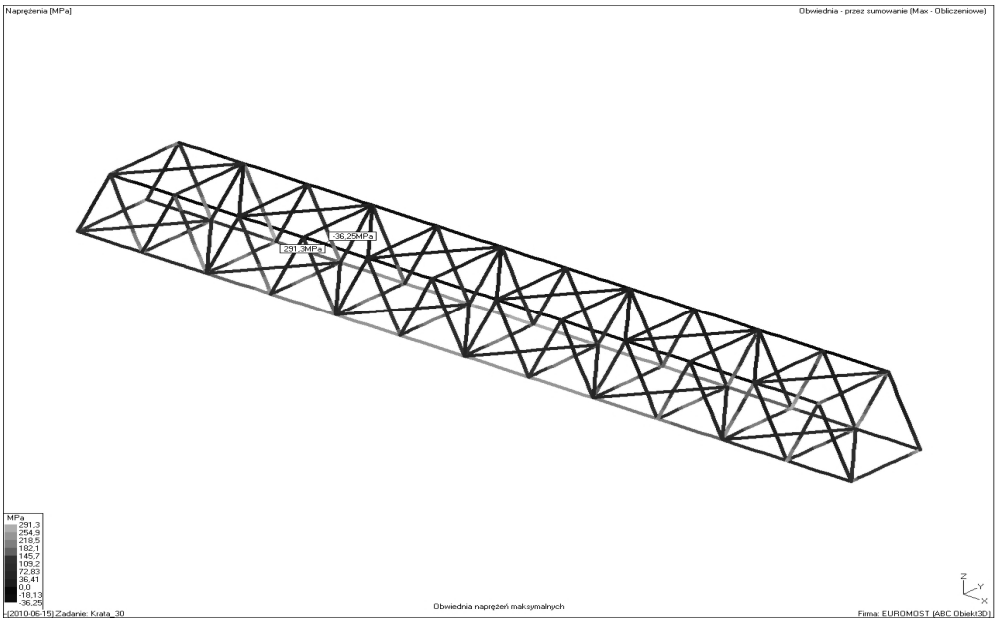
Przykładowy przekrój poprzeczny kładki o rozpiętości 30,0 m pokazano na rys. 4.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny kładki L=30,0 m.

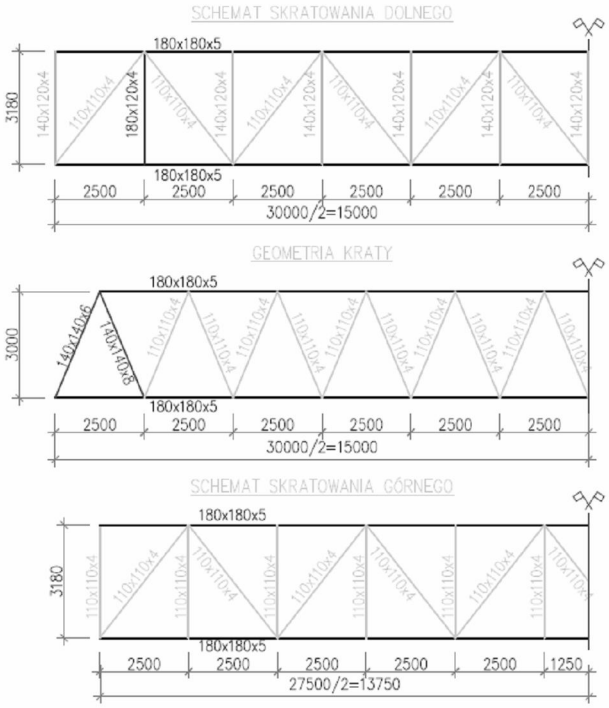
3.3. Analizy obliczeniowe

Analizy obliczeniowe wykonano z dokładnością właściwą dla projektu wstępnego. W przypadku każdej z przyjętych rozpiętości obliczeniowych wykonano obliczenia statyczne konstrukcji, dobierając metodą prób przekroje elementów warunkujące nieprzekroczenie stanu granicznego nośności, oraz wyznaczono okresy drgań własnych. Do obliczeń użyto programu dr inż. Krzysztofa Grajka ABC Obiekt 3D. Zastosowano model przestrzenny złożony z elementów prętowych klasy (e^1, p^3) (rys. 5).



Rys. 5. Mapa rozkładu maksymalnych naprężeń normalnych w konstrukcji L=30 m

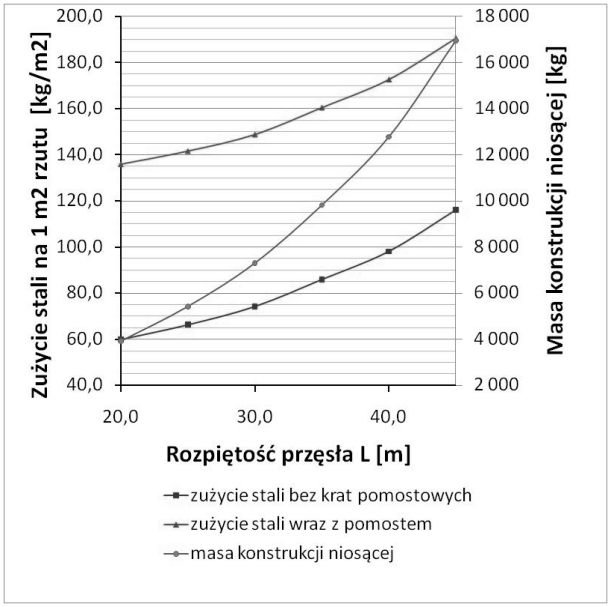
W obliczeniach statycznych uwzględniono obciążenie ciężarem własnym, balastem, tłumem pieszych, wiatrem i różnicą temperatur. Obliczenia prowadzono według dotychczasowych polskich norm, antycypując jednak niektóre zapisy norm europejskich (poza zwiększonym obciążeniem tłumem pieszych zastosowano wyższe współczynniki obciążenia w przypadku obciążeń stałych i ruchomych). Dla różnych rozpiętości dobrano elementy konstrukcyjne (rys. 6) o przekrojach kwadratowych od 100×4 do 200×8 i prostokątnych od 140×120×4 do 180×120×8 (rys.6) .



Rys. 6. Kładka L=30,0 m. Dobrane przekroje elementów.

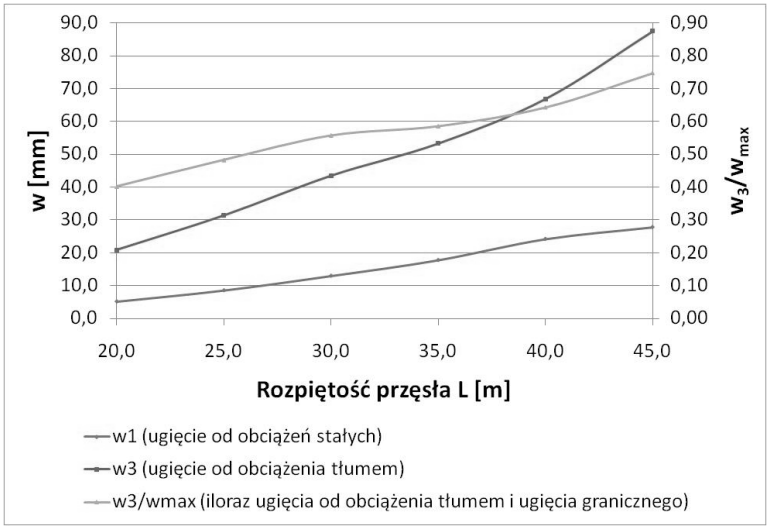
Wynikające z doboru przekrojów wskaźniki zużycia stali konstrukcyjnej na 1 m^2 rzutu kładki dla samej konstrukcji nośnej i konstrukcji nośnej wraz z pomostem oraz bezwzględne zużycie stali na konstrukcje kratowe w funkcji rozpiętości konstrukcji pokazano na rys. 7.

Uzyskane wyniki uznano za zadawalające.



Rys. 7. Zużycie stali jako funkcja rozpiętości

Na rys. 8 pokazano otrzymane ugięcia konstrukcji od obciążeń stałych i obciążenia tłumem pieszych jako wartości bezwzględne, oraz – w przypadku ugięcia od obciążenia tłumem - względne, odniesione do ugięcia dopuszczalnego przyjętego jako 1,3×L/500 [7].



Rys. 8. Ugięcia i ugięcia względne konstrukcji jako funkcja rozpiętości

Dobór przekrojów elementów z uwagi na stan graniczny nośności zapewnia, w rozważanym zakresie rozpiętości, dostateczną sztywność konstrukcji w wypadku ugięć pod wpływem obciążeń ruchomych.

Otrzymane wartości częstotliwości drgań własnych kładek i postaci tych drgań zamieszczono w tab. 1.

Tablica 1. Postaci i częstotliwości drgań własnych kładek.

Rozpiętość	Częstotliwość [Hz] i postać				
M	HTS	VS	TS	THA/HTA	TVA/VTA
20,0	4,81	8,15	9,12	13,38	13,84
25,0	4,14	6,16	8,14	11,90	12,59
30,0	3,69	5,01	7,02	10,73	11,38
35,0	3,24	4,21	6,38	9,67	10,59
40,0	2,83	3,60	5,66	8,29	9,78
45,0	2,41	3,36	4,89	6,64	8,59
V – pionowa lub quasi-pionowa postać drgań H – pozioma lub quasi-pozioma postać drgań T – skrętna lub quasi-skrętna postać drgań S – symetryczna lub quasi-symetryczna postać drgań A – asymetryczna lub quasi-asymetryczna postać drgań					

Częstotliwości własne drgań poziomych są większe od 1 Hz, co wg Bachmanna zapewnia komfort użytkowania przez pieszych [8]. W przypadku rozpiętości 35 m i mniej kładki spełniają ostrzejsze kryteria f > 3 Hz. W zakresie drgań pionowych jedynie przy rozpiętości 45,0 m nie jest spełnione kryterium Bachmanna f > 3,5 Hz [8]. Kładki o rozpiętości poniżej 35,0 m spełniają bardzo wysokie wymaganie f > 5 Hz. Stosunek częstotliwości pierwszej formy skrętnej do pierwszej formy giętnej poniżej 2,5 wskazuje, że konstrukcje mogą być podatne na dynamiczne oddziaływanie wiatru.

3.4. Wykonanie i koszty

Podstawowe dane przedstawiono w tablicy nr 2

Tablica 2. Masy i gabaryty

Rozpiętość	Masa (kg)				
	Właściwa konstrukcja	Pomost lekki	Pomost ciężki	Balustrada	Razem (pomost ciężki)
20,0	3920	1637	4977	504	8902
25,0	5424	2046	6162	624	12210
30,0	7293	2463	7347	744	16014
35,0	9824	2860	8532	864	19220
40,0	12760	3259	9717	984	23461
45,0	16960	3656	10902	1104	28966
Gabaryty zewnętrzne kładek: -długość od 21000 do 46000 mm -wysokość od 3140 do 3200 mm -szerokość od 3240 do 3400 mm					

Tak zaprojektowane konstrukcje kładek pozwalają na ich całkowite wytworzenie w wytwórniach konstrukcji stalowych. Gotowe prefabrykaty przęseł są w całości transportowane i montowane na budowie. Ich niski ciężar pozwala na zastosowanie mniejszych dźwigów. Przęsła stalowe mogą być montowane – za pośrednictwem łożysk(czasami kotwionych) - na każdych podporach, dopasowanych do miejscowych potrzeb i krajobrazu.

Przy założeniu ceny jednostkowej 15 tys. zł/Mg konstrukcji koszt właściwej konstrukcji przęseł wynosi od 60 tys. zł (L = 20 m) do 250 tys. zł (L = 45 m). Koszt pomostu i balustrad wynosi odpowiednio: od 110 tys. zł (L = 20 m) do 220 tys. zł (L = 45 m). Razem koszty przęseł: od 170 tys. zł (L = 20 m) do 470 tys. zł (L = 45 m), jednostkowo od 2600 zł/m^2 (L = 20 m) do 3200 zł/m^2 (L = 45 m). Średnio 2900 zł/m^2. Tak małe koszty, szybkość wytworzenia i montażu, wysoka jakość i trwałość (antykorozja w wytwórni oraz stosowanie kompozytów i aluminium) powodują dużą konkurencyjność takiego projektu w stosunku do innych rozwiązań.

4. PODSUMOWANIE

Przeprowadzone analizy wykazały, że kładki kratowe wykonane z kształtowników zamkniętych profilowanych na zimno mogą być interesującą propozycją w zakresie rozpiętości przęseł od 20 do 45 m. Kładki charakteryzują się niskim zużyciem stali konstrukcyjnej i mają zadawalającą sztywność. Również ich właściwości dynamiczne są korzystniejsze, niż w przypadku konstrukcji innego typu o tej samej rozpiętości. Niskie koszty budowy oraz zwiększona trwałość sprawiają, że proponowane kładki powinny być atrakcyjną propozycją obiektów o zwykłym standardzie.

Literatura

[1] Bródka J., Broniewicz M.: Konstrukcje stalowe z rur. Warszawa, Arkady 2001.
[2] Krakowskie Biuro Projektów Dróg i Mostów „Transprojekt" Sp. z o.o.: Projekty budowlane pomostów technologicznych na stopniu wodnym „Kościuszko", Kraków
[3] Euromost Inżynierowie Konsultanci Sp. z o.o.: Projekty wykonawcze pomostów technologicznych na stopniu widnym „Kościuszko", Katowice 2008.
[4] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
[5] Stalprodukt S.A.: Kształtowniki konstrukcyjne zamknięte i otwarte. www.stalprodukt.com.pl.
[6] PN-S-02204. Drogi samochodowe. Odwodnienie dróg.
[7] PN-S-10052. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
[8] Biliszczuk J., Barcik W., Machelski Cz.,Onysyk J., Sadowski K., Pustelnik M.: Projektowanie stalowych kładek dla pieszych. Wrocław, DWE 2004.

PROPOSAL OF TRUSS FOOTBRIDGES MADE OF HOLLOW SECTIONS

Summary

The three truss footbridges for operating personnel made of cold formed hollow sections were constructed at "Kościuszko" Barrage on the Vistula near Cracow. Following good features of those structures the similar public footbridges were proposed. The 3,0 m wide footbridges were considered for the span lengths from 20,0 m to 45,0 m. The structures were analysed using FEM and structural components were proportioned according to ULS criteria. Deflections due to live loads and natural frequencies were calculated. Steel quantities per m^2 of deck were compiled and costs estimated.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Paweł KAWECKI
Biuro Inżynierskie Mostostal Sp.j. Wojciech Kawecki, Paweł Kawecki

KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI NA PRZYKŁADZIE STALOWEJ ESTAKADY TRANSPORTOWEJ NA TERENIE GÓRNICZYM

1. WSTĘP

Projektowanie konstrukcji obiektów budowlanych zlokalizowanych na terenach górniczych wymaga dostosowania schematów statycznych i rozwiązań konstrukcyjnych do przewidywanych oddziaływań podłoża gruntowego. Konstrukcja powinna być zdolna do możliwie swobodnego przenoszenia skutków oddziaływań podłoża, bez nadmiernych przyrostów wytężenia, a w niektórych przypadkach przygotowana do regulacji. Omawiany projekt obejmuje szereg obiektów kubaturowych połączonych kilkoma odcinkami obudowanych estakad do transportu węgla o łącznej długości około 3,5km i jest zlokalizowany na terenie objętym eksploatacją górniczą. Schematy statyczne i układy konstrukcyjne konstrukcji estakady zostały przyjęte w projekcie budowlanym, którego autorem jest mgr inż. Elżbieta Gloc z Biura Projektów i Realizacji Inwestycji SEPARATOR-ROBERTS & SCHAEFER Sp. z o.o. w Gliwicach. Projekt wykonawczy konstrukcji stalowej opracował zespół inżynierów Przemysław Iwon, Paweł Kawecki, Wojciech Kawecki, Andrzej Klimek i Jan Łaguna w Biurze Inżynierskim Mostostal Sp.j. w Warszawie. Na podstawie zaktualizowanej opinii górniczej zmieniono w nim, za zgodą Autora niektóre schematy i układy konstrukcyjne, wprowadzono możliwość regulacji wysokości podpór podczas eksploatacji oraz zastosowano węzły i łożyska z wykorzystaniem podatności połączeń. Ponowne obliczenia statyczne oraz wymiarowanie elementów i węzłów wykonano na modelach przestrzennych. Generalnym Wykonawcą robót i wykonawcą konstrukcji stalowej jest firma POLIMEX – MOSTOSTAL.

2. KSZTAŁTOWANIE SZKIELETU KONSTRUKCJI

2.1. Kształtowanie ze względu na deformację terenu

Odcinek estakady o długości ok.2,5km składa się z szeregu obudowanych mostów o rozpiętości do 36,0m na podporach o wysokości do 11,0m w których będzie umieszczony przenośnik węgla, rurociąg ciepłowniczy oraz trasy kablowe, instalacje odpylania i gaśnicze, patrz Rys. 1. Mosty estakady opierają się na podporach wahliwych i stałych oraz na budynkach szkieletowych zapewniających stateczność, konstrukcji. Estakada i obiekty

towarzyszące została zaprojektowane odpowiednio do przemieszczeń i obrotów, wymuszonych przez przewidywane odkształcenia podłoża gruntowego.

Rys. 1. Widok konstrukcji estakady

Oddziaływania eksploatacji górniczej na powierzchnię terenu określono dla II kategorii terenu górniczego według [1], o następujących parametrach: nachylenie T_k=5mm/m; promień R_k=12km; pełzanie ε_k=3mm/m. Współczynniki częściowe przyjęto γ_{fT} =1,2; γ_{fR} =1,7; $\gamma_{f\varepsilon}$ =1,1. Lokalne przełomy gruntu nie są przewidywane.

Szerokość stref brzegowych niecki wynosić będzie 250-300m. Osiadanie na rozpatrywanym terenie osiągnie docelowo wartość maksymalną 1,6 m. W strefie największego osiadania na odcinku estakady o długości 2,5km przewidziano możliwość stopniowego zwiększania wysokości podpór do 0.90m, w przypadku wystąpienia potrzeby dodatkowej regulacji poziomu przenośnika.

Przemieszczenia konstrukcji równoległe do kierunku trasy

- Ze względu na przemieszczenie pionowe i obrót na podporze wynikające z różnicy osiadania terenu między sąsiednimi podporami, zapewniono swobodę obrotu na łożyskach mostów oraz w dylatacjach obudowy dachu i ścian. Na podporach przegubowych mostów zastosowano połączenia śrubowe podatne, umożliwiające przemieszczenia pionowe na łożyskach.
- Przemieszczenia wynikające z przesunięcia i obrotu fundamentu podpory w płaszczyźnie trasy obliczone na podstawie krzywizny terenu uwzględniono na łożyskach przesuwnych. Założono, że różnica przemieszczeń między podporami stałymi nie przekroczy wartości $\Delta_x=[\varepsilon_k +1000H/R_k] L$

gdzie L- odległość między podporami stałymi [m], H- wysokość od spodu fundamentu do łożyska podpory [m]

Zapewniono przejęcie sił tarcia na podporach stałych i na łożyskach mostów.

Mosty mają zapas długości na podporach przesuwnych, odpowiedni do wielkości i kierunku przemieszczeń obliczonych dla prognozowanego wydłużenia. Na podporach przesuwnych odpowiednio wycięto stropy podpór przestrzennych i budynków.

Współczynnik tarcia na łożyskach PTFE do określenia sił poziomych przyjęto $\mu = 0,1$

Zdolność do pochylania się podpór wahliwych przy zakrzywieniu i pełzaniu podłoża gruntowego zapewniono stosując łożyska przegubowo nieprzesuwne mostów oraz podatne połączenia śrubowe na podstawach słupów. Wartość charakterystyczna różnicy całkowitego osiadania między dwoma podporami w odległości 30m wynikająca z krzywizny terenu II kategorii wynosi 38mm, co będzie powodowało pochylenia mostu o 1,2‰. Przewidywane pochylenie terenu na brzegach niecki wynosi 5‰.

Przemieszczenia konstrukcji prostopadłe do kierunku trasy

Wpływ zróżnicowania przemieszczeń pomiędzy podporami mostów określono jako pochylenie terenu pomiędzy sąsiednimi podporami na poziomie łożysk. Wymaga to zapewnienia zdolności do obrotu mostu w płaszczyźnie poziomej, a więc zdolności do przemieszczeń łożysk stałych na ogranicznikach:

$$\Delta_x = T_k \, H \, B_m / L_m$$

gdzie B_m, L_m – szerokość i rozpiętość konstrukcji mostu.

W tym zakresie łożyska mostów na podporach przegubowych stałych zapewniają swobodę obrotu w płaszczyźnie poziomej. Po odkształceniu obciążenie poziome równoległe do trasy może być przekazywane tylko przez jedno łożysko na podporze. Zdolność do obrotu na podporach, w płaszczyźnie prostopadłej do osi mostów umożliwia podatność skrętna kratownicy przestrzennej. Aby ramy podporowe mostów były zdolne do odkształceń plastycznych ich węzły zaprojektowano jako podatne.

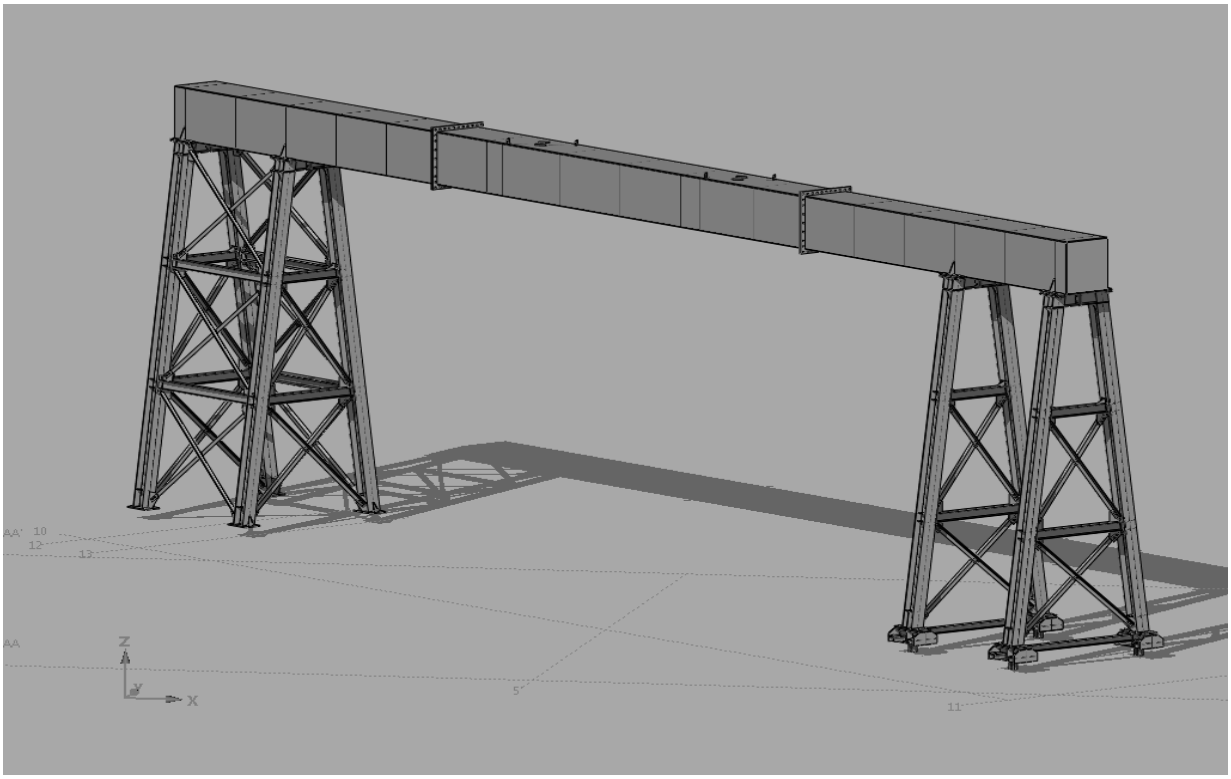
Rys. 2. Szkielet konstrukcji stacji przesypowej

2.2. Schematy budynków o konstrukcji szkieletowej

Budynki o konstrukcji szkieletowej mają układy stężone o wymiarach w planie pozwalających na pominięcie wpływu krzywizny terenu, patrz Rys. 2. Stężeniami poziomymi są zespolone żelbetowe płyty stropowe na zespolonych swobodnie podpartych belkach stalowych oraz kratowe stężenia połaciowe dachu. Pręty stężeń pionowych zaprojektowano ze zdolnością do plastycznego odkształcenia przy posadowieniu słupów na oddzielnych fundamentach. Oddziaływania od pełzania gruntu przejmuje konstrukcja żelbetowa fundamentów. Przyjęto, że fundamenty zabezpieczają w sposób pełny konstrukcję stalową poszczególnych obiektów przed zmianą geometrii w płaszczyźnie jej podpór (fundamenty słupów są powiązane obwodowo i przekątniowo, z zastosowaniem stali ciągliwej).

2.3. Schematy konstrukcji estakady

Schematem statycznym powtarzalnego odcinka estakady są trzy przestrzenne kratownice mostów o przekroju 4,20x3,25m i rozpiętości 30,00m oparte przegubowo na dwóch pośrednich podporach wahliwych i na jednej skrajnej podporze przestrzennej oraz przegubowo przesuwnie na drugiej. Obciążenia poziome mostów przekazują się na kratownicę dachową oraz kratownicę i tarczę stropową. Reakcje poziome kratownicy dachowej przenoszą się na łożyska mostów poprzez ramy podporowe. Podpory przestrzenne zaprojektowano jako szkielety czterosłupowe symetryczne do osi mostów przenoszące oddziaływania mostów równoległe i prostopadłe do kierunku trasy na fundamenty. Mosty nad skrzyżowaniem dróg oparto przegubowo przesuwnie na skrzynkowych ryglach podpór ramowych z jednostronnymi słupami wahliwymi, patrz Rys.3. W kierunku prostopadłym do trasy przęsła mostów są jednoprzęsłowymi kratownicami przestrzennymi podpartymi przegubowo. Podpory wahliwe i ramowe są w tym kierunku podporami stałymi i przenoszą obciążenia poziome na fundamenty.



Rys. 3. Model komputerowy podpory ramowej

2.4. Rozwiązania konstrukcyjne

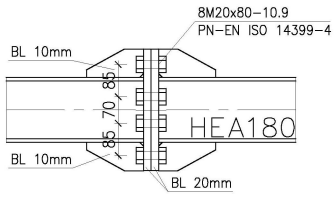
Konstrukcja mostu składa się z dwóch pionowych kratownic o wysokości ca.3,15m, spawanych z kształtowników HEA, połączonych ze sobą belkami dachowymi i stropowymi z IPE o rozpiętości 4,10m ze skratowaniem krzyżowym z prętów okrągłych. Belki stropowe zaprojektowano jako zespolone z płytą żelbetową podłogi o grubości 120mm. Konstrukcje podpór przestrzennych zaprojektowano z 4 słupów HEA opartych przegubowo na fundamentach, stężonych po obwodzie i poziomo stropem żelbetowym na poziomie podłogi mostów i stężeniem połaciowym dachu. Obudowa dachu i ścian na wysokości mostów wykonana będzie z płyt warstwowych. Podpory wahliwe składają się z dwóch słupów HEA ze skratowaniem w płaszczyźnie prostopadłej do trasy. Podpory ramowe nad drogą zaprojektowano jako jednostronne ramy o rozpiętości 24,0m z ryglem o przekroju skrzynkowym wysuniętym wspornikowo poza rozkraczone na boki słupy. Słup utwierdzony czterogałęziowy jest połączony dwukierunkowym skratowaniem. Po drugiej stronie drogi zaprojektowano dwie pary słupów wahliwych w płaszczyźnie ramy, patrz rysunek 3.

3. DOBÓR WYROBÓW I POŁĄCZEŃ

Konstrukcja zaprojektowana na oddziaływania ciągłej deformacji terenu górniczego II kategorii i narażona w znacznej części na bezpośrednie oddziaływanie atmosfery powinna mieć zapewnioną w pewnym ograniczonym zakresie zdolność do przemieszczeń i obrotu węzłów oraz odpowiednie rezerwy nośności i ciągliwości połączeń

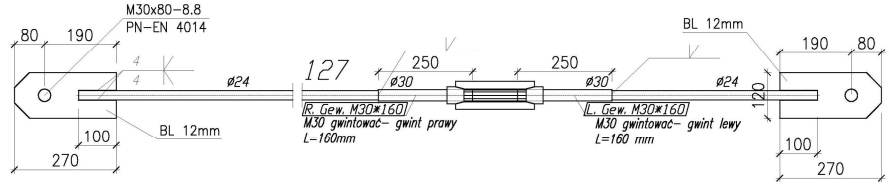
Z tego powodu przyjęto do konstrukcji stal S355J0, a do elementów o grubości większej niż 25mm stal S355J2, a w projekcie podano szczegółowe wymagania dotyczące jakości wykonania oraz kontroli konstrukcji podczas użytkowania. W połączeniach śrubowych zakładkowych zastosowano śruby klas 8.8 i 10.9, aby uzyskać rezerwę nośności śrub na ścinanie. Oprócz połączeń projektowanych na siły obliczeniowe w węzłach, zastosowano następujące rodzaje połączeń montażowych i kryteria obliczeniowe.

3.1. Połączenia o pełnej nośności pasów dolnych mostów, doczołowe sprężane śrubami klasy 10.9 wg PN-EN 14399-4 (dokręcane momentem 1,0 M_0), patrz Rys. 4 .Wymiarowanie wykonano przy zachowaniu warunku $\Sigma F_{Rt} \geq N_{Rt}$ (gdzie siła w połączeniu przy pełnym wykorzystaniu nośności przekroju pasa w środku rozpiętości mostu).



Rys. 4. Doczołowe połączenie sprężane pasa dolnego

3.2. Połączenia ciągliwe prętów stężeń rozciąganych w szkieletach z oddzielnymi fundamentami słupów - zakładkowe na śruby klasy 8.8 i 10.9 wg PN-EN 4014, dokręcane momentem 0,5 M_0, patrz Rys. 5. Przekroje wymiarowano przy zachowaniu warunku $F_{Rv} \geq \max(1{,}2\, F_{Rb};\ N_{Rt})$.



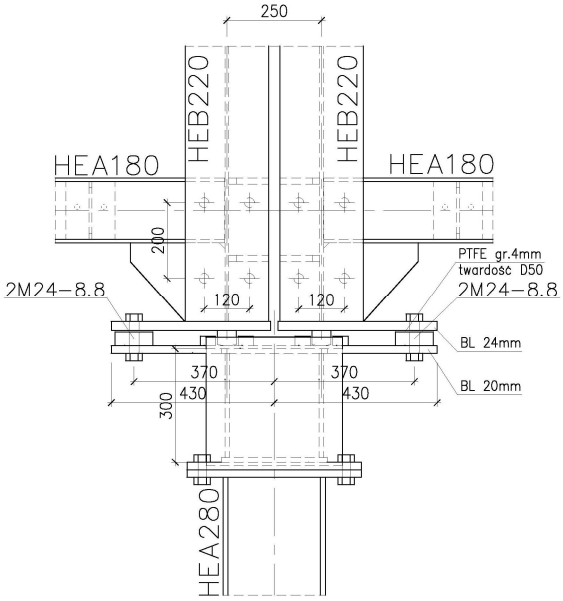
Rys. 5. Połączenie zakładkowe stężeń rozciąganych

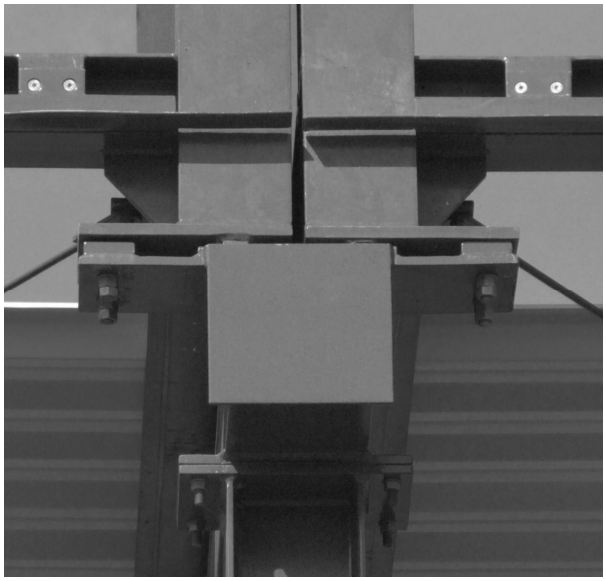
3.3. Połączenia podatne na śruby klasy 8.8 wg PN-EN 4014, stabilizujące łożyska przegubowe mostów i podpór wahliwych, patrz Rys. 6. Połączenie sprawdzonono wg następujących wzorów:
Wymagana nośność śruby na rozciąganie

$$F_{Rt} \geq \frac{1{,}2bt^2 f_y}{2m}$$ gdzie- m-ramię blachy

Wymagana grubość blachy ze względu na obciążenie momentem M_o podczas montażu

$$t \geq 2\sqrt{\frac{M_o m}{zbf_y}}$$ gdzie z- ramię pary sił





a) b)

Rys. 6. Połączenie podatne stabilizujące łożyska przegubowe nieprzesuwne mostów i podpór wahliwych: a) szczegół rysunkowy. b) węzeł po zmontowaniu

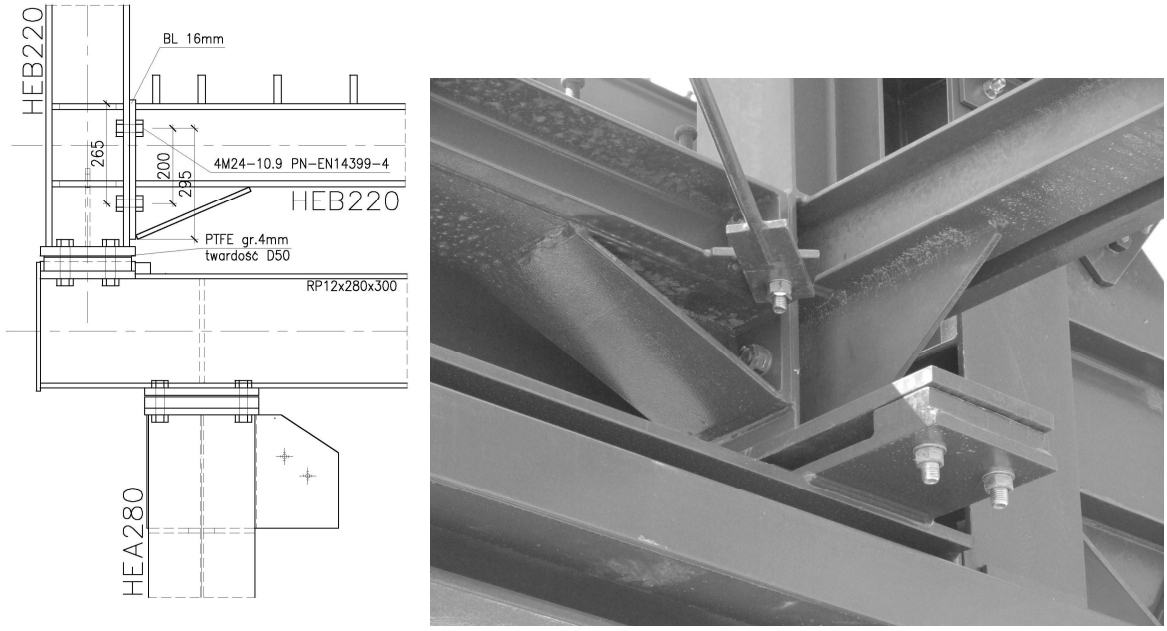
3.4. Połączenia podatne ram podporowych mostów, patrz Rys. 7. Doczołowe połączenie sprężone zaprojektowano według [2] z podatną blachą czołową jak niżej:
Przekrój HEB 220; blachy czołowe grubości 16mm ze stali S355J0
Śruby 4M24-10.9 wg PN-EN 14399-4 rozstawione 120x200mm
m_2=60-16-6=38mm m=60-5-5=50mm n=60mm

$$\lambda_1 = \frac{50}{110} = 0{,}45 \qquad \lambda = \frac{38}{110} = 0{,}35 \quad \alpha = 6{,}4$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{6{,}4x50x16^2\,x355x10^{-6}}{4} = 7{,}27kNm$$

$$F_{T,Rd} = \frac{2x7{,}27x10^3 + 2x60x239}{60+50} = 393kN < \frac{2x239}{1{,}2} = 398kN$$

$$M_{Rj} = 393x0{,}295 = 115{,}94kNm > M_{Ed} = 63kNm$$



a) b)

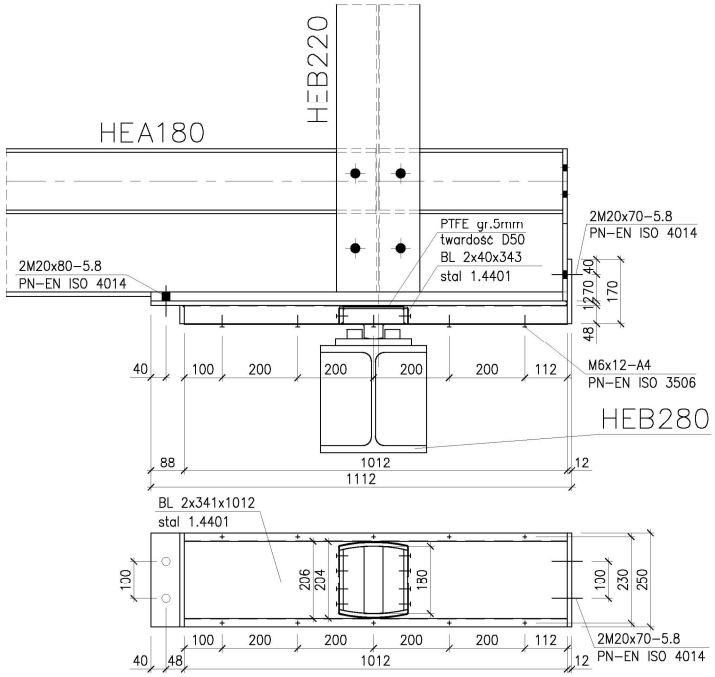
Rys. 7. Połączenia podatne ram podporowych mostów:
a) węzeł ramy skrajnej mostu-przekrój. b) węzeł po zmontowaniu.

4. ŁOŻYSKA MOSTÓW

W projekcie przewidziano dwa rodzaje łożysk mostów - przegubowe nieprzesuwne w płaszczyźnie pionowej trasy z możliwością ograniczonego obrotu poziomego oraz łożyska przesuwne umożliwiające przemieszczenia i obrót w płaszczyźnie pionowej trasy oraz ograniczony obrót poziomy.

- Łożyska przegubowe nieprzesuwne, patrz Rys. 6, zaprojektowano jako oparcie na kostce centrującej z ograniczeniem przesunięcia poziomego w dwóch kierunkach i z możliwością obrotu poziomego w ograniczonym zakresie. Siły poziome w łożysku przekazują się przez kostkę centrującą i jej ograniczniki. Zabezpieczenie przed uniesieniem podczas montażu i eksploatacji stanowią połączenia śrubowe podatne, umożliwiające obrót na podporze w niezbędnym zakresie.
- Łożyska przesuwne zastosowano tylko na wybranych podporach prostopadłych do osi mostów. Dolna nieruchoma część łożyska zawiera gniazdo ograniczające i jest przykręcona 4 śrubami do konstrukcji. Część pośrednia (luźna) zawiera wyprofilowaną stalową kostkę obrotową o powierzchniach ślizgowych bocznych z okładziną ze stali nierdzewnej oraz powierzchnią górną z PTFE. Tor ślizgowy łożyska utworzono przez obramowanie blachy podporowej pod pasem dolnym mostu i przykręcenie do niej okładziny z blachy nierdzewnej,

patrz Rys. 8. Zastosowano typy łożysk różniące się zdolnością do przesuwu od +100/-100mm do +400/-400mm.



a)

b)

Rys. 8. Łożysko przesuwne mostów Δx=+400/-400mm.
a) rzut i przekrój. b) widok z dołu zmontowanego łożyska.

5. SCALANIE I MONTAŻ KONSTRUKCJI

Kratownice pionowe mostów o rozpiętości do 32m podzielono na 2 elementy wysyłkowe, a powyżej tej rozpiętości na 3 elementy.
Scalanie mostów wykonano na trzech dokładnie wypoziomowanych leżniach (na podporach i w środku rozpiętości). Wymagano dokładności wypoziomowania leżni ±5mm. Po dokręceniu śrub w stykach montażowych pasów kratownic, most powinien uzyskać podniesienie wykonawcze pasów dolnych ponad leżnię środkową o wartość podaną w tabl.1.

Tablica 1. Wymagane podniesienia wykonawcze na stykach kratownic mostów po scaleniu

Rozpiętość (m)	18	24	30	36	45
Podniesienie[1)] (mm)	20	25	30	40	50
1) Tolerancja podniesienia mierzonego od linii prostej ±5mm. Dla innych rozpiętości należy przyjmować wartości pośrednie					

Do regulacji podniesienia wykonawczego podczas scalania przewidziano przekładki grzebieniowe do osadzenia w styku pasa dolnego lub górnego. Długości śrub w połączeniach z przekładkami skorygowano odpowiednio do grubości przekładek. Przy scalaniu mostów o rozpiętości L ≥31m z dwoma stykami montażowymi stosowano leżnie pod tymi stykami. Most po dokręceniu śrub w stykach pasów powinien opierać się tylko na leżniach skrajnych. Belki mostów do zespolenia z płytą żelbetową zaprojektowano z podniesieniem wykonawczym 10mm. Dokręcanie śrub w połączeniach wykonywano podczas scalania konstrukcji przed montażem stosując momenty dokręcania według dyspozycji na rysunkach i rodzaju śrub. Gwint śrub według PN-EN ISO 4014 dokręcanych kontrolowanym momentem uprzednio smarowano pastą molibdenową

Do załadunku i montażu mostów stosowano dwa żurawie samochodowe. Zawiesia dwu-cięgnowe podczepiano poprzecznie do węzłów kratownic głównych w odległości nie większej niż 6,00m od węzłów podporowych. Podczas transportu mosty podpierano na leżniach poprzecznych pod węzłami kratownic głównych również według tej zasady.

6. WYMAGANIA JAKOŚCI

Klasa konstrukcji 2 wg PN-B-06200:2002 [3].
Wykonanie i montaż według PN-B-06200:2002
Połączenia sprężane śrubami kl. 10.9 lub 8.8 według opisu na rysunkach. Połączenia niesprężane i sprężane 0,5 M_o elementów konstrukcji stropów i mostów narażonych na drgania od przenośników i urządzeń z nakrętkami zabezpieczającymi wg DIN 7967.
Poziom jakości połączeń spawanych wg PN-EN 5817:
- B według dyspozycji na rysunkach (np. główne spoiny czołowe pasów rozciąganych w mostach i podporach ramowych)
- C wymagania średnie - wszystkie pozostałe spoiny czołowe i pachwinowe

Poziom jakości spawalnictwa wykonawcy: pełny wg PN EN ISO 3834-2
Zakres badań UT lub MT połączeń spawanych warsztatowych wg PN-B-06200 :2002/ tabl.19
Zakres badań UT lub MT połączeń spawanych montażowych
- w połączeniach rozciąganych prętów lub pasów belek - 100%
- w połączeniach pachwinowych nakładek na środnikach pasów i przewiązek krzyżulców wg PN-B-06200 :2002/ tabl. 19

Poziom akceptacji niezgodności:
- dla badań VT wg PN-EN 970: - C
- dla badań MT wg PN-EN 1291: 2x

- dla badań UT wg PN-EN 1712: - 3

Poziom akceptacji spoin wg PN-EN 1712:

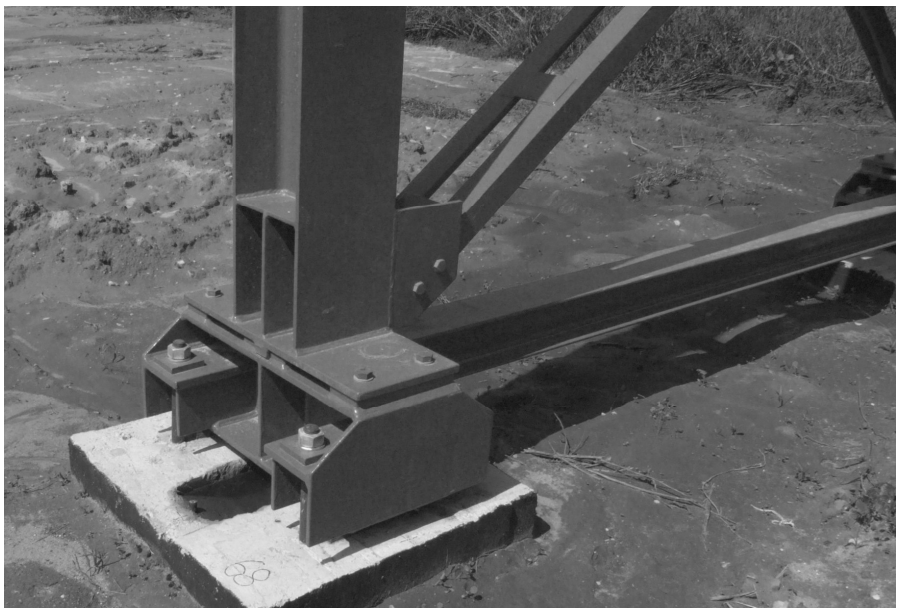
- w elementach narażonych na zmęczenie 2
- w pozostałych elementach 3

7. WYMAGANIA DOTYCZĄCE OKRESOWEJ KONTROLI STANU TECHNICZNEGO

Wobec zlokalizowania obiektu na terenie, który będzie znacznie deformowany w wyniku eksploatacji górniczej, stan techniczny konstrukcji należy kontrolować podczas obligatoryjnych przeglądów okresowych lub w razie potrzeby częściej. Konstrukcję i jej zakotwienia powinno się sprawdzać każdorazowo wizualnie pod względem prostoliniowości prętów i stanu połączeń w wyniku deformacji terenu. Szczególną uwagę trzeba zwracać na położenie elementów podpierających mosty (w tym podpór wahliwych i ramowych) oraz na ich łożyska i połączenia śrubowe dolne i górne. Sprawdzanie stanu łożysk przesuwnych wg normy [4]. Ocenę wizualną przemieszczeń podpór i ugięć przęseł mostów w środku rozpiętości, należy w razie wątpliwości weryfikować pomiarami kontrolnymi. Niepokojącym stanem połączeń śrubowych jest brak nakrętek, wyraźne odkształcenie trzpieni śrub, nakładek lub blach czołowych oraz szczeliny w styku. Pod tym względem należy sprawdzać również wszystkie dostępne połączenia śrubowe pasów dolnych oraz krzyżulców kratownic. Kontrola doczołowych połączeń śrubowych pasów dolnych kratownic mostów polega na sprawdzeniu wzajemnego przylegania blach czołowych. Widoczne od dołu szczeliny w styku mogą być pierwszym objawem przeciążenia połączenia. Kontrola stanu bezpieczeństwa poprzecznic polega na wizualnej ocenie ugięcia w środku rozpiętości i ewentualnych zarysowań płyty żelbetowej, z którą są zespolone. Sprawdzać należy także stan połączeń spawanych w węzłach i blach węzłowych pod względem uwidocznionych zewnętrznie pęknięć. Wszystkie przypadki niepokojącego odkształcenia pręta lub stanu połączenia powinny być wyjaśnione. W tych sprawach kompetentny jest uprawniony inżynier, który po ewentualnym porozumieniu z projektantem powinien podjąć odpowiednie decyzje.

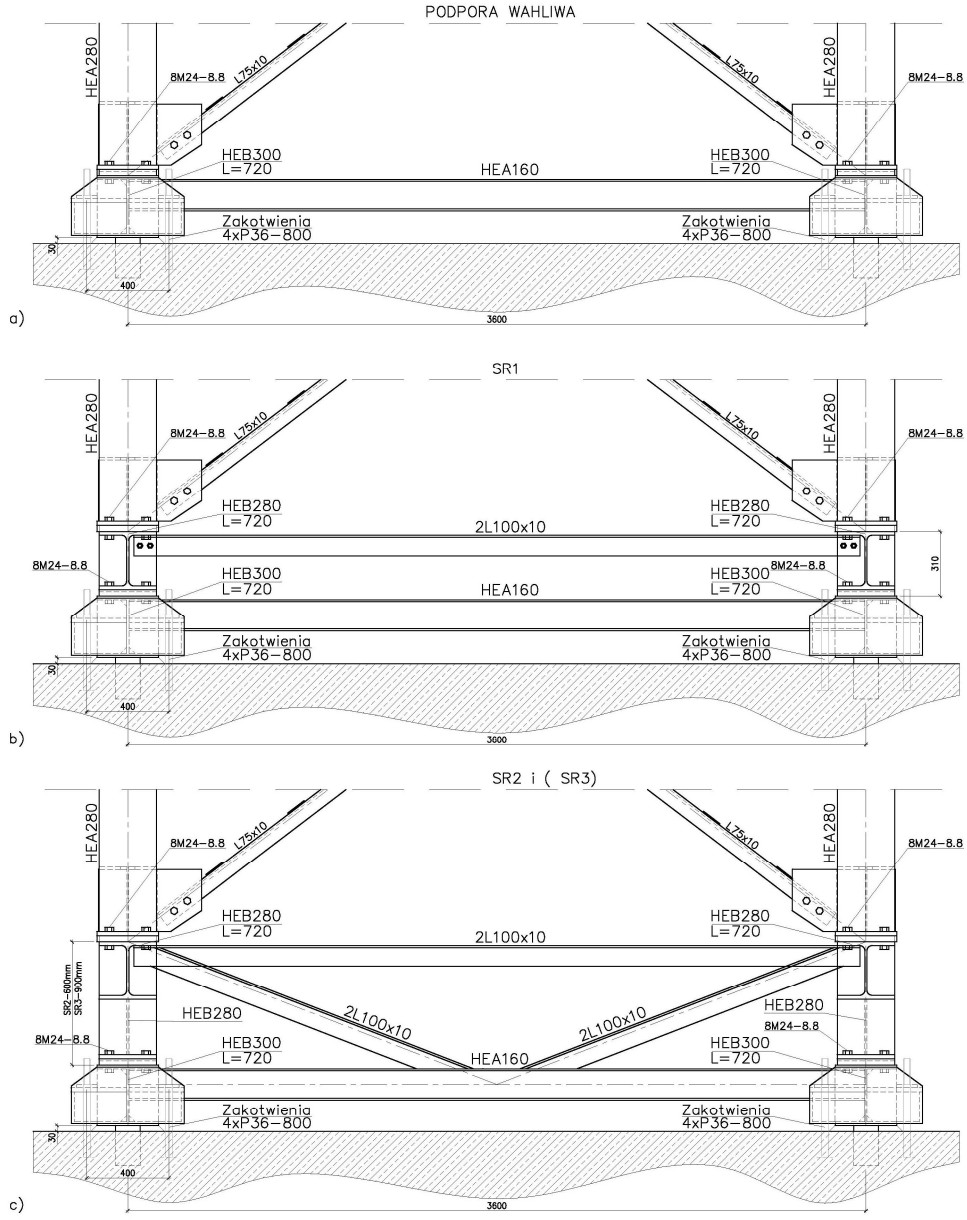
8. REGULACJA WYSOKOŚCI PODPÓR

Konstrukcję stopy słupa podpory estakady przewidzianą do regulacji pokazano na Rys. 9.



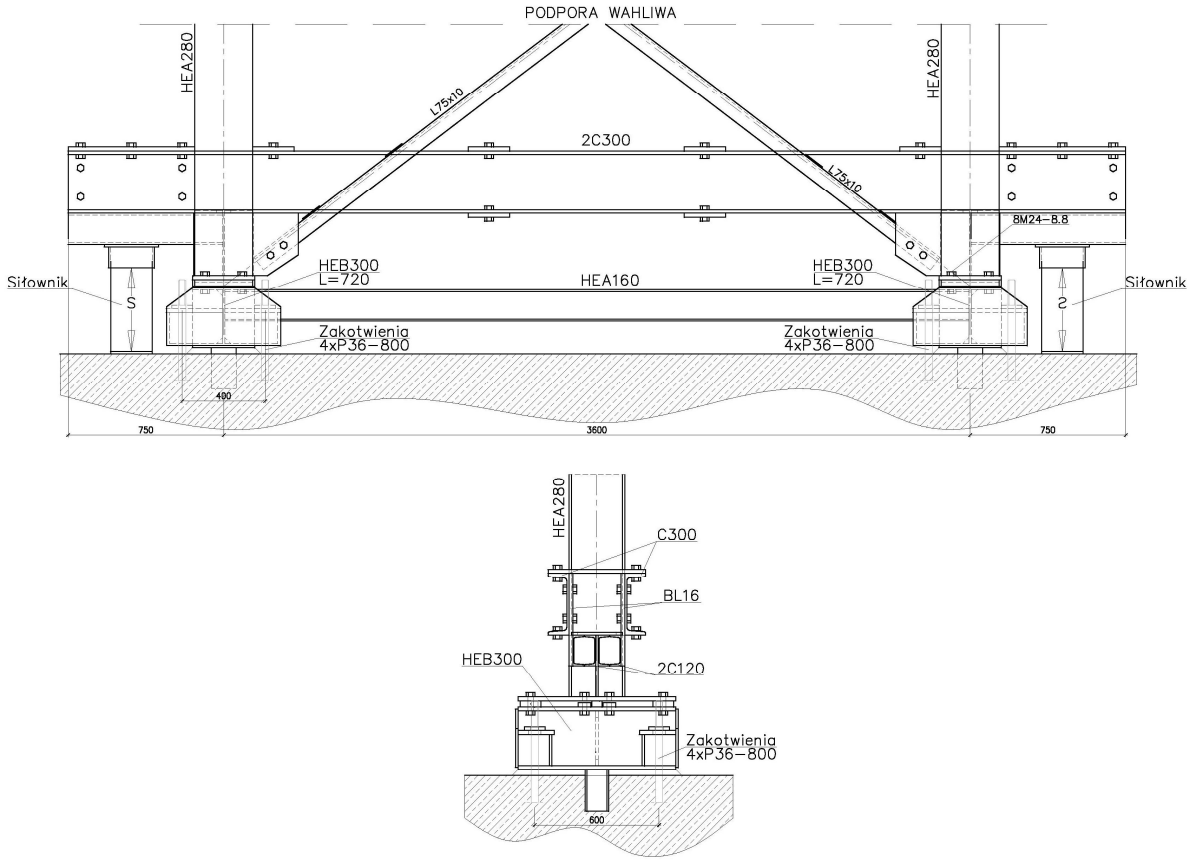
Rys. 9. Stopa słupa podpory wahliwej.

Regulacja wysokości podpór estakady, w przypadku zaistnienia takiej konieczności, została przewidziana w zakresie od 300 do 900mm. Może to nastąpić po opracowaniu projektu regulacji przez osoby uprawnione, na podstawie pomiarów rzędnych oparcia słupów podpór, powykonawczego operatu geodezyjnego i wymagań określonych w projektach przenośników. Dokumentacja ta powinna obejmować również obliczenia elementów wbudowywanych oraz sprawdzenie konstrukcji estakady i osprzętu montażowego w warunkach podnoszenia. Koncepcję rozwiązania konstrukcyjnego regulacji wysokości podpory wahliwej pokazano na Rys. 10.



Rys.10. Koncepcja rozwiązania konstrukcyjnego regulacji wysokości podpór estakady
a) podpora przed regulacją; b) podpora podniesiona o 300mm;
c) podpora podniesiona powyżej 300mm.

Podnoszenie podpór przewidziano w sposób zsynchronizowany za pomocą siłowników hydraulicznych ustawionych na wierzchu fundamentu, pod jarzmami montażowymi z ceowników obejmujących dwa słupy podpory. Konstrukcję jarzm montażowych pokazano na Rys.11.



Rys. 11. Jarzma do podnoszenia podpory wahliwej.

Literatura

[1] Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych, Instrukcja ITB Nr 364/2000.
[2] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych Część 8 Projektowanie węzłów.
[3] PN-B-06200:2002. Konstrukcje stalowe budowlane Warunki wykonania i odbioru.
[4] PN-EN 1337-10 Łożyska konstrukcyjne. Przeglądy i utrzymanie.

STRUCTURAL SHAPING OF STEEL TRESTLE BRIDGE SYSTEM ON THE MINE SUBSIDENCE AREA

Summary

The required reliability to safety and serviceability of structural systems on the mine subsidence areas shall be achieved by appropriate choice of structural schema and types of joints. The paper presents the example of steel trestle bridge system 2500m long designed on subsiding trough. The supports of space truss structure with pinned, nominally pinned and semi rigid – full strength joints, are designed to vertical settlement 1600mm and horizontal displacements ± 400mm. Requirements for the quality, execution and maintenance inspections are also described.

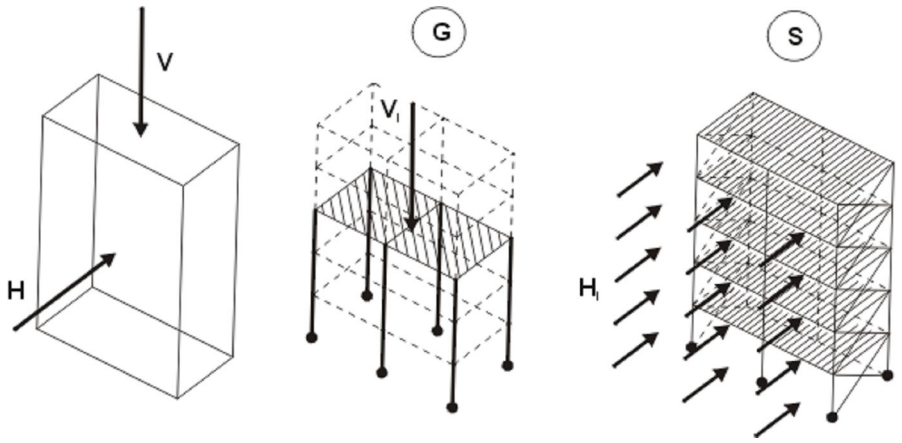
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Kamil KĘDZIOR
Aleksander KOZŁOWSKI
Politechnika Rzeszowska

SZTYWNOŚĆ BUDYNKU ZE STĘŻENIAMI O RÓŻNEJ KONFIGURACJI

1. WSTĘP

Szkielet konstrukcyjny stalowego budynku wielokondygnacyjnego składa się z układu grawitacyjnego, przenoszącego obciążenia pionowe **V**, oraz z układu stężającego, przenoszącego obciążenia poziome **H** (rys.1). Chociaż podział na układ grawitacyjny i stężający jest umowny, a wiele elementów konstrukcyjnych łączy obie te funkcje, to jednak jest on dogodny z punktu widzenia analizy układu konstrukcyjnego.

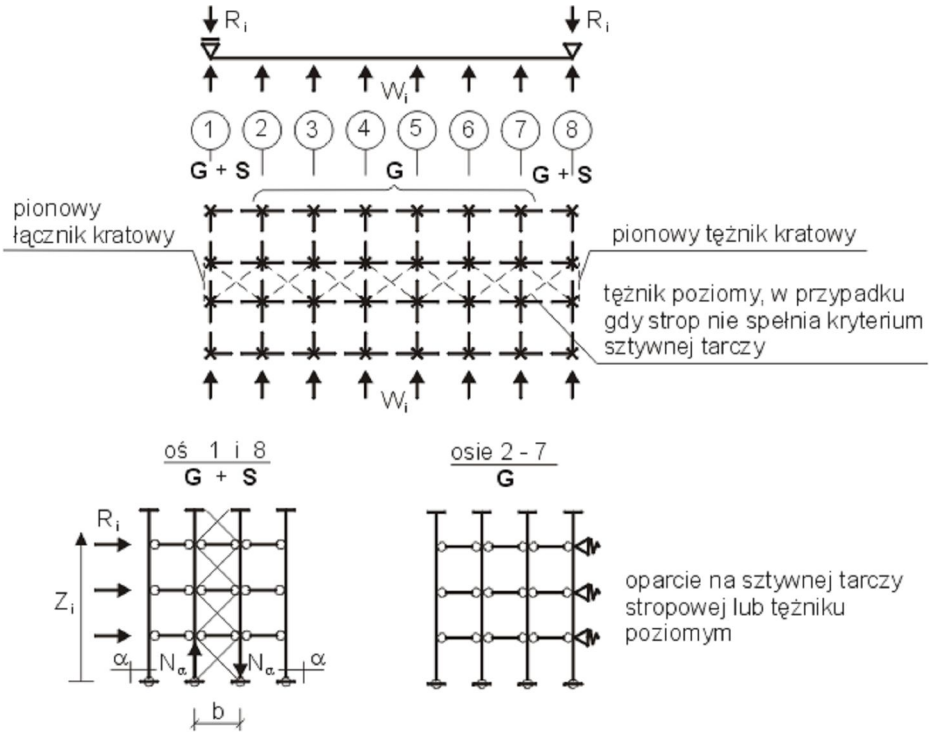


Rys. 1. Myślowy podział szkieletu budynku na układ grawitacyjny **G** i stężający **S** (na podstawie [1])

Jako układy stężające mogą być stosowane m.in. układy ramowe, kratowe, tarczowe, trzonowe, powłokowe, systemy megakonstrukcji [2], [3]. Każdy z tych układów ma swoje uzasadnienie w odniesieniu do konkretnego rozwiązania architektonicznego, technologicznego i konstrukcyjnego oraz ze względu na liczbę kondygnacji. W budynkach o wysokości do 30 kondygnacji, dość często obecnie budowanych, najpopularniejszym jest układ stężający kratowy lub tarczowy. Rozwiązanie takie pokazano na rys. 2.

W analizie pracy przestrzennej takiego budynku wykorzystuje się ideę podziału szkieletu konstrukcyjnego budynku na:

- układy grawitacyjne **G** przenoszące tylko obciążenia pionowe (w osiach 2–7),
- układy poprzeczne **G** + **S** przenoszące obciążenia pionowe i poziome (osie 1 i 8).



Rys. 2. Układy grawitacyjne i stężające wyodrębnione w szkielecie budynku

Obciążenie wiatrem układów pośrednich (G) przenoszone jest przez sztywne tarcze stropowe na układy stężające (S). W takich układach konstrukcyjnych wszystkie połączenia rygli ze słupami projektowane są jako przegubowe lub podatne o małej sztywności, a stateczność budynku zapewniają pionowe tężniki kratowe umieszczone w wybranych osiach szkieletu. Rozstaw tężników pionowych zależy od możliwości architektonicznych oraz wymagań związanych z wytężeniem stropów, jako sztywnych tarcz stropowych. Obciążenia poziome są przenoszone na tężniki kratowe przez sztywne tarcze stropowe lub poziome tężniki kratowe usytuowane w poziomach stropów (gdy strop nie spełnia wymagań sztywnej tarczy stropowej).

Na podobnych zasadach konstruowane są budynki z układem stężającym tarczowym. Gdy względy architektoniczne i użytkowe pozwalają na wykonanie pełnych ścian poprzecznych, zamiast tężników kratowych można stosować tężniki ścienne. Zasady przestrzennego przekazywania obciążeń są tu takie same jak w układach kratowych, to znaczy występują układy grawitacyjne pośrednie, oraz układy stężające w postaci ścian. W niskich budynkach (do 6–7 kondygnacji) mogą to być ściany z cegły o grubości min. 25 cm, bez większych otworów, a w budynkach wyższych (do 30 kondygnacji) ściany żelbetowe grubości 10–15 cm.

Zaletą omawianych systemów jest ich prostota, zwłaszcza połączeń prętów, ujednolicenie elementów, szybkość montażu.

Kratownice pionowe lub ściany spełniające w takich budynkach rolę stężeń projektowane są jako elementy wspornikowe, zamocowane w fundamentach. Dotychczasowe zalecenia projektowe wymagały, aby były one zlokalizowane w jednym trakcie, tzn. aby

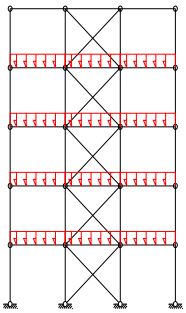
poszczególne pola stężeń usytuowane były pionowo jedne nad drugimi. Wymaga się także, aby tężniki te zlokalizowane były w jednej płaszczyźnie. Często jednak, szczególnie ze względów architektonicznych czy funkcjonalnych, niemożliwe jest zaprojektowanie tężników w jednych (wybranych) traktach i/lub płaszczyznach, na przykład przy przebudowie lub wzmacnianiu konstrukcji [4]. Celem pracy jest analiza sztywności budynku i wytężenia jego zasadniczych elementów konstrukcyjnych, w przypadku stosowania stężeń o różnorakiej konfiguracji.

2. OPIS ANALIZOWANYCH RAM

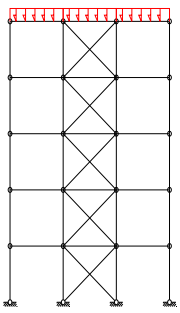
Analizie poddano budynek o rzucie prostokątnym, o wymiarach 18x60 m [5]. W układzie poprzecznym budynek jest trójtraktowy (3 x 6 m), rozstaw podłużny ram wynosi 6,0 m. W pracy zostały przeanalizowane trzy typy ram o następującej liczbie kondygnacji: rama dwukondygnacyjna, pięciokondygnacyjna i rama dwunastokondygnacyjna. Każda z tych ram modelowana była najpierw jako rama płaska o przegubowych połączeniach rygli ze słupami, a następnie jako rama przestrzenna, składająca się z 11 ram płaskich. W konstrukcji przestrzennej zastosowano tężniki w poziomie każdego stropu, zapewniające wymaganą sztywność poziomą. Stężenia w modelach przestrzennych umieszczano odpowiednio, symetrycznie w pierwszej i jedenastej, lub w czwartej i ósmej ramie.

Tężniki w poszczególnych ramach rozmieszczono w różny sposób. Pierwszym sposobem było umiejscowienie ich w środkowym trakcie na wszystkich kondygnacjach. W drugim, tężniki zostały rozmieszczone asymetrycznie w różnych traktach na każdym piętrze, jednak każda wyższa tarcza stężająca była przesunięta nie dalej niż o jedno pole. W trzecim (jeżeli wysokość ramy pozwalała na to) stężenia wprowadzono asymetrycznie przesuwając wyższe tężniki o dwa pola w stosunku do niższych. W sumie przeanalizowano 29 różnych ram. Obciążenia przyjęto według norm polskich PN. Każda z ram została obciążona układem sił (rys. 3):

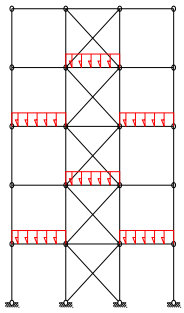
- G1 - pionowe obciążenie stałe od stropów między kondygnacjami



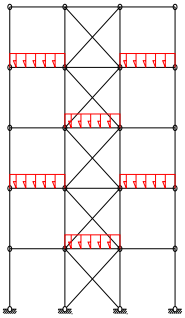
- G2 - pionowe obciążenie stałe od stropodachu



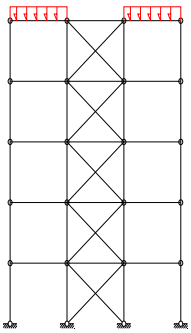
- P1 - pionowe obciążenie eksploatacyjne typu I



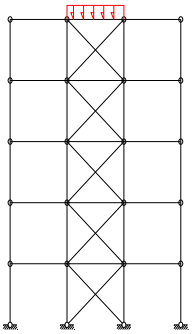
- P2 - pionowe obciążenie eksploatacyjne typu II



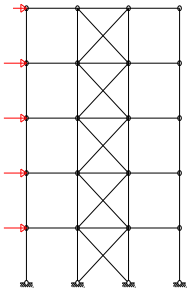
- S1 - pionowe obciążenie śniegiem typu I



- S2 - pionowe obciążenie śniegiem typu II



- W - poziome obciążenie wiatrem



Rys. 3. Schematy obciążeń analizowanych ram

W obliczeniach statycznych uwzględniono następujące kombinacje obciążeń:
- w stanie granicznym nośności SGN:
  - kombinacja I (G1 + G2 + P1 + S2)
  - kombinacja II (G1 + G2 + P2 + S1)
  - kombinacja III (G1 + G2 + P1 + P2 + S1 + S2)
  - kombinacja IV (G1 + G2 + W)
  - kombinacja V (G1 + G2 + P1 + P2 + S1 + S2 + W)
- w stanie granicznym użytkowalności SGU:
  - kombinacja VI (G1 + G2 + S1 + S2)
  - kombinacja VII (G1 + G2 + P1 + P2)
  - kombinacja VIII (G1 + G2 + W)

3. ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE W ANALIZIE

Każdą z ram poddano analizie przy następujących założeniach:
- słupy zaprojektowano jako dwuteowniki szerokostopowe HEB. Przekrój słupów zmieniano co 3-4 kondygnacje. Zróżnicowano także przekroje słupów zewnętrznych, od tych usytuowanych w traktach wewnętrznych,
- współczynniki wyboczeniowe słupów przyjęto: μ_y=1,0; μ_z=1,0,
- rygle przyjęto o profilu dwuteowym IPE i pogrupowano je na rygle zewnętrznych i rygle wewnętrznych traktów,
- nie uwzględniono zwichrzenia rygli,
- wszystkie pręty zaprojektowano ze stali S355,
- sprawdzenie stanów granicznych prętów wykonano według polskiej normy PN-90/B-03200.

Obliczenia statyczne ram płaskich i przestrzennych wykonano programem ROBOT [6]. Programem tym wykonano także sprawdzenie stanów granicznych nośności i użytkowalności. Zastosowano opcję „wymiarowanie z optymalizacją" która pozwala, dla zadeklarowanych grup prętów, przy rozpatrzeniu wszystkich kombinacji obciążeń, wybrać pręt spełniający z najmniejszym zapasem warunki nośności.

4. WYNIKI ANALIZY

Wyniki analizy w postaci wskaźników wytężenia prętów decydujących o przekroju zadeklarowanej grupy prętów oraz przemieszczeń punktów charakterystycznych ram, pokazano na rys. 4.

a)

2 Kondygnacje - Rama Plaska			WYTĘŻENIE	
		SYMBOL KONSTRUKCJI	P2V	P2U
GRUPA	KOMBINACJA	PROFIL	$N/N_{RC}*\varphi+ M_y/(\varphi_L*M_{ry})$	
SLUPY ZEWNETRZNE	V	HEB100	0,65	0,7
SLUPY WEWNETRZNE	V	HEB120	0,81	0,77
RYGLE ZEWNETRZNE	V	IPE220	0,8	0,76
RYGLE WEWNETRZNE	III	IPE200	0,85	0,9
STEZENIA	V	C260	0,74	0,77

	KOMBINACJA		PRZEMIESZCZ.	
			[cm]	[cm]
	VIII		0,65	0,1

b)

2 Kondygnacje - Rama przestrzenna			WYTĘŻENIE			
		NUMER RAMY STĘŻONEJ	1 i 11	4 i 8	1 i 11	4 i 8
		SYMBOL KONSTRUKCJI	S2V 1-11	S2V 1-11	S2V 1-11	S2V 1-11
GRUPA	KOMBINACJA	PROFIL	$N/N_{RC}*\varphi+ M_y/(\varphi_L*M_{ry})$			
SLUPY ZEWNETRZNE	III	HEB120	0,62	0,55	0,63	0,55
SLUPY WEWNETRZNE	V	HEB140	0,67	0,61	0,69	0,61
RYGLE ZEWNETRZNE	V	IPE220	0,87	0,85	0,86	0,85
RYGLE WEWNETRZNE	V	IPE200	0,89	0,88	0,88	0,89
STEZENIA	V	C260	0,96	1,07	0,94	1,04

			PRZEMIESZCZENIE			
LOKALIZACJA	KOMBINACJA					
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
W połowie długości bud.	VIII		1,4	0	1,3	0
1 RAMA	VIII		0,1	0,6	0,1	0,5
4 RAMA	VIII		1,1	0	1,1	0,1
8 RAMA	VIII		1,1	0,1	1,1	0,1
11 RAMA	VIII		0,1	0,6	0,1	0,5

c)

5 Kondygnacji - Rama plaska			WYTĘŻENIA		
		SYMBOL KONSTRUKCJI	P5V	55U1	P5U2
GRUPA	KOMBINACJA	PROFIL	$N/N_{RC}*\varphi+ M_y/(\varphi_L*M_{ry})$		
SLUPY ZEWNETRZNE 1	III	HEB140	0,66	0,74	0,72
SLUPY ZEWNETRZNE 2	III	HEB100	0,78	0,78	0,78
SLUPY WEWNETRZNE 1	V	HEB160	0,9	0,77	0,74
SLUPY WEWNETRZNE 2	V	HEB120	0,78	0,89	0,89
RYGLE ZEWNETRZNE	V	IPE220	0,93	0,93	0,93
RYGLE WEWNETRZNE	III	IPE220	0,99	0,96	0,95
STEZENIA	V	C300	0,92	0,81	1,04

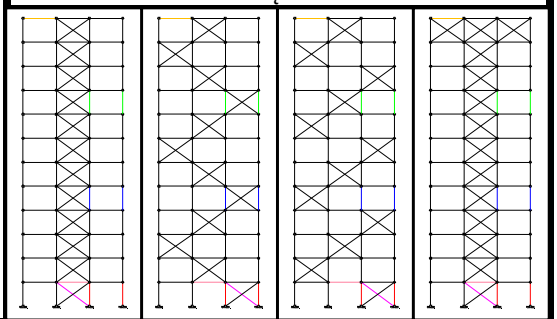
	KOMBINACJA		PRZEMIESZCZENIA		
			[cm]	[cm]	[cm]
	VIII		0,4	0,2	0,3

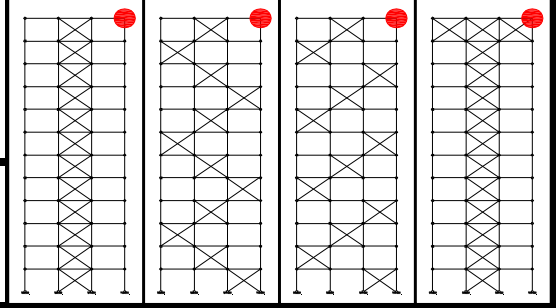
d)

5 Kondygnacji - Rama przestrzenna			WYTĘŻENIE							
		NUMER RAMY STĘŻONEJ	1 i 11	4 i 8	1 i 11	4 i 8	1 i 11	4 i 8		
		SYMBOL KONSTRUKCJI	S5V 1-11	S5V 4-8	S5U 1-11A	S5U 4-8A	S5U 1-11B	S5U 4-8B	S5S1	S5S2
GRUPA	KOMBINACJA	PROFIL	$N/N_{RC}*\varphi+ M_y/(\varphi_L*M_{ry})$							
SLUPY ZEWNETRZNE	V	HEB140	0,89	0,78	0,87	0,77	0,88	0,76	0,9	0,78
SLUPY ZEWNETRZNE 2	V	HEB120	0,82	0,68	0,66	0,67	0,65	0,67	0,56	0,49
SLUPY WEWNETRZNE	V	HEB200	0,8	0,55	0,61	0,55	0,47	0,54	0,67	0,58
SLUPY WEWNETRZNE 2	V	HEB140	0,69	0,62	0,59	0,62	0,6	0,62	0,28	0,26
RYGLE ZEWNETRZNE	V	IPE220	0,92	0,85	0,86	0,84	0,84	0,84	0,91	0,87
RYGLE WEWNETRZNE	V	IPE200	0,89	0,88	0,89	0,88	0,89	0,88	0,89	0,9
STEZENIA	V	RK 120x8	0,88	1	1,02	1,12	0,83	0,95	0,85	0,98

LOKALIZACJA PRZEMIESZCZENIA	KOMBINACJA		PRZEMIESZCZENIE							
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
W połowie długości budynku	VIII		2,8	1,1	2,3	0,7	2,5	0,9	2,7	1,4
1 RAMA	VIII		1,5	1,8	0,9	1,3	1,1	1,5	2,2	1,6
4 RAMA	VIII		2,6	1,5	2	0,9	2,2	1	2,5	1,7
8 RAMA	VIII		2,6	1,5	2	0,9	2,2	1	2,5	1,7
11 RAMA	VIII		1,5	1,8	0,9	1,3	1,1	1,5	2,2	1,6

e)

12 Kondygnacji - Rama płaska			WYTĘŻENIA			
						
SYMBOL KONSTRUKCJI			P12V1	P12U1	P12U2	P12V2
GRUPA	KOMBINACJA	PROFIL	$N/N_{RC}*\varphi+ M_y/(\varphi_L*M_{ry})$			
SLUPY ZEWNETRZNE	III	HEB180	0,74	0,81	0,87	0,83
SLUPY ZEWNETRZNE 2	III	HEB160	0,7	0,72	0,82	0,82
SLUPY ZEWNETRZNE 3	III	HEB120	0,85	0,77	0,95	1,16
SLUPY WEWNETRZNE	V	HEB240	0,94	0,71	0,64	0,86
SLUPY WEWNETRZNE 2	V	HEB200	0,89	0,73	0,75	0,76
SLUPY WEWNETRZNE 3	V	HEB160	0,73	0,66	0,64	0,6
RYGLE ZEWNETRZNE	V	IPE220	0,93	0,93	0,93	0,94
RYGLE WEWNETRZNE	III	IPE240	0,78	0,73	0,81	0,78
STEZENIA	V	RK120x8	0,87	0,97	0,96	0,86

			PRZEMIESZCZENIA			
						
	KOMBINACJA					
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
	VIII		7	1,8	2,3	4

f)

12 Kondygnacji - Rama przestrzenna			WYTĘŻENIE							
NUMER RAMY STĘŻONEJ			1 i 11	4 i 8	1 i 11	4 i 8	1 i 11	4 i 8	1 i 11	4 i 8
SYMBOL KONSTRUKCJI			S12V 1-11A	S12V 4-8A	S12V 1-11B	S12V 4-8B	S12U 1-11A	S12U 4-8A	S12U 1-11B	S12U 4-8B
GRUPA	KOMBINACJA	PROFIL	N/Nrt + My/(φL*Mry)							
SLUPY ZEWNETRZNE	V	HEB200	0,81	0,71	0,8	0,69	0,76	0,71	0,77	0,67
SLUPY ZEWNETRZNE 2	V	HEB180	0,85	0,57	0,71	0,56	1,01	0,58	0,94	0,7
SLUPY ZEWNETRZNE 3	V	HEB160	0,76	0,36	0,5	0,35	0,7	0,58	0,61	0,58
SLUPY WEWNETRZNE	V	HEB300	0,94	0,52	0,91	0,52	0,67	0,5	0,51	0,5
SLUPY WEWNETRZNE 2	V	HEB220	0,92	0,41	0,39	0,37	0,77	0,38	0,69	0,69
SLUPY WEWNETRZNE 3	V	HEB180	0,88	0,23	0,16	0,21	0,58	0,61	0,58	0,6
RYGLE ZEWNETRZNE	V	IPE240	0,82	0,68	0,62	0,67	0,66	0,63	0,61	0,63
RYGLE WEWNETRZNE	V	IPE220	0,85	0,66	0,84	0,66	0,79	0,65	0,8	0,68
STEZENIA	V	RK 160x8	0,88	1	0,88	1	0,66	0,73	0,69	0,76

			PRZEMIESZCZENIE							
LOKALIZACJA	KOMBINACJA									
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
MAX -SRODEK	VIII		10,3	10	9,1	8,2	7,1	5,8	7,7	6,2
1 RAMA	VIII		10,7	9,7	8,5	8,4	6,1	6,1	6,6	6,6
4 RAMA	VIII		10,4	10	9	8,2	6,9	5,8	7,5	6,3
8 RAMA	VIII		10,4	10	9	8,2	6,9	5,8	7,5	6,3
11 RAMA	VIII		10,7	9,7	8,5	8,4	6,1	6,1	6,6	6,6

Rys. 4. Wytężenie reprezentatywnych prętów oraz przemieszczenia poziome analizowanych ram: a) dwukondygnacyjnej płaskiej, b) dwukondygnacyjnej przestrzennej, c) pięciokondygnacyjnej płaskiej, d) pięciokondygnacyjnej przestrzennej, e) dwunastokondygnacyjnej płaskiej, f) dwunastokondygnacyjnej przestrzennej.

5. WNIOSKI Z ANALIZY

5.1 Wpływ usytuowania tężników na nośność i sztywność budynku

- rama dwukondygnacyjna – płaska

Przesunięcie górnego pola stężeń w prawo, w stosunku do stanu wyjściowego, powoduje minimalnie większe wytężenie zewnętrznych słupów ramy, a także rygli wewnętrznych (środkowych) i stężeń. Zmniejsza się natomiast nieznacznie wytężenie słupów wewnętrznych i rygli zewnętrznych. Można natomiast zaobserwować zmniejszenie przemieszczenia górnego węzła ramy o 85%.

- rama dwukondygnacyjna – przestrzenna

Budynek o ustroju przestrzennym złożonym z 11 ram wykazuje największą sztywność (najmniejsze wychylenie) gdy stężona jest 4 i 8 rama układem, w którym górne pole stężeń przesunięte jest w prawo (rama S2U 4-8). Wytężenie słupów zewnętrznych zmniejsza się w porównaniu z układami w których pola stężone znalazły się w 1 i 11 ramie. Wytężenie rygli zewnętrznych i wewnętrznych nie zmienia się prawie wcale. Stwierdzono natomiast zwiększone wytężenie prętów tężników kratowych.

- rama pięciokondygnacyjna – płaska

W ramie tej słupy zewnętrzne w niższych kondygnacjach są najmniej wytężone, a wewnętrzne najwięcej, w przypadku ramy P5V, czyli o stężeniu w trakcie środkowym. Przesunięcie pól stężeń do traktów sąsiednich powoduje wyrównanie wytężenia słupów zewnętrznych i wewnętrznych. Rygle zewnętrze i wewnętrzne nie wykazują zbytnich wahań wytężenia we wszystkich ramach. Stężenia w przypadku ramy P5U1 są najmniej wytężone, a konstrukcja ta wykazuje również najmniejsze wychylenia od pionu.

- rama pięciokondygnacyjna – przestrzenna

Przypadek ten jest rozpatrzony w ośmiu układach stężeń. Oprócz trzech systemów standardowych zostały dołączone dwa nietypowe. Pola tężników przesunięto poprzecznie w czwartej kondygnacji o jedno pole w prawo i symetrycznie odbito te tężniki względem podłużnej płaszczyzny pionowej budynku. Dodatkowo w pierwszym przypadku tężniki na dwóch pierwszych kondygnacjach są wprowadzone w ramie nr 1 i 11, w 3 kondygnacji w ramie 2 i 10, w 4 kondygnacji w ramach 3 i 9, a w kondygnacji piątej w ramach 4 i 8 (konstrukcja S5S1). W drugim przypadku (S5S2) pola stężające są wprowadzone odwrotnie niż w poprzednim – w pierwszych dwóch kondygnacjach jest to rama 4 i 8, w trzeciej – rama 3 i 9, w czwartej – rama 2 i 10, w piątej – 1 i 11.

W analizie wytężenia prętów widoczna jest różnica pomiędzy wynikami dla konstrukcji stężonych w 1 i 11 ramie, a tymi stężonymi w 4 i 8. Słupy zewnętrzne dla niższych kondygnacji są mniej odciążone w drugim przypadku.

Rygle zewnętrzne nie wykazują tutaj większych wahań w wytężeniu. Podobna zasada tyczy się rygli wewnętrznych.

W tężnikach najmniejsze siły występują w ramie S5V 1-11, S5U 1-11 i S5S1. Te ramy charakteryzują się jednak największym przemieszczeniem poziomym górnego węzła. Największe przemieszczenia wykazuje rama stężona pionowo w 1 i 11 ramie – S5V 1-11, a także nr S5S1. Najmniejsze przemieszczenia mają ustroje o symbolach S5U 4-8A i S5U 4-8B, czyli te stężone w różnych polach (4 i 8 rama). W dwu ostatnich ustrojach zastosowano więcej pól stężających, jednak nie wpłynęło to na poprawę warunków eksploatacji poszczególnych prętów w takim stopniu jak rozmieszczenie mniejszej liczby tężników w całej ramie w sposób S5U 4-8A.

- rama dwunastokondygnacyjna – płaska

W przypadku tym zamodelowano cztery ramy. Pierwsze trzy są stężone na podobnych zasadach jak rama pięciokondygnacyjna (tężniki pionowo w pierwszej (P12V1), ukośnie – sposób pierwszy w drugiej (P12U1), ukośnie – sposób drugi w trzeciej (P12U2)). Ustrój czwarty ma pola stężające w środkowym przęśle, ale w ostatniej kondygnacji wprowadzono

dodatkowe tężniki w lewym i prawym przęśle (P12V2) w celu włączenia do współpracy słupów zewnętrznych.

Słupy zewnętrzne w niskich kondygnacjach najbardziej obciążone są w drugim i trzecim przypadku. Słupy zewnętrzne na wyższych kondygnacjach są mniej obciążone w pierwszej i drugiej ramie.

Słupy wewnętrzne na najniższych poziomach najmniej wytężone są w ustroju trzecim, najbardziej w pierwszym.

Rygle zewnętrzne nie wykazują zbytnich różnic wytężenia. W ryglach wewnętrznych minimalny spadek występuje w ramie drugiej (P12U1).

Tężniki najbardziej wytężone są w ramie drugiej i trzeciej. Nie jest to jednak duża różnica, a poprawa przesuwu poziomego najwyższego węzła w konstrukcji jest największa ze wszystkich analizowanych ustrojów. Przemieszczenie spada z 7,0 cm w ramie pierwszej do 1,8 cm w drugiej i 2,3 cm w trzeciej. W czwartej konstrukcji przemieszczenie rośnie znów do 4cm.

Korzyść z rozmieszczenia tężników w różnych polach jest tutaj już bardzo dobrze widoczna. Siły rozkładają się w słupach zewnętrznych i wewnętrznych bardziej równomiernie, zmniejszając wychylenie całej konstrukcji. Największy pożytek jest jednak z przypadku drugiego, czyli z tego w którym tężniki zachowują ciągłość ukośną.

- rama dwunastokondygnacyjna – przestrzenna

Cztery ustroje z poprzedniej analizy wykorzystano do stężenia dwunastokondygnacyjnego budynku, złożonego z 11 ram. Każdy taki układ jest umieszczony w 1 i 11 ramie, a następnie w 4 i 8. Dało to w wyniku 8 konstrukcji (ramy od S12V 1-11A do S12U 4-8B) obciążonych w podobny sposób jak poprzednio.

Słupy zewnętrzne w najniższych kondygnacjach pracują pod najmniejszym obciążeniem w strukturze S12U 4-8B, największe zaś wytężenia występują w ustroju S12V 1-11A. Słupy zewnętrzne na wyższych kondygnacjach największe wytężenie wykazują w przypadku S12U 1-11A.

Słupy wewnętrzne mniej wytężone są w konstrukcjach stężonych w 4 i 8 ramie. Najmniejsze wytężenie słupów wewnętrznych występuje w ramie, w której ostatnia kondygnacja posiada 3 pola stężające. Zaraz za nią plasuje się ustrój stężony pionowo.

Rygle zewnętrzne wykazują wytężenia porównywalne we wszystkich konstrukcjach oprócz pierwszej. Tam rygle wytężone są nieco więcej

Stężenia są najmniej wytężone w ramie nr S12U 1-11A. Przekłada się to jednak na większe siły w słupach. Tężniki w trzech ostatnich ramach zachowują się podobnie, chociaż słupy nie są wytężone w takim stopniu jak w S12U 1-11A. Cztery pierwsze ramy natomiast mają o wiele bardziej wytężone tężniki.

W porównaniu przemieszczeń ram lepiej wypadają ramy stężone tężnikami rozproszonymi. Rama S12U 4-8A, a więc tak jak w poprzedniej analizie, ma najmniejsze przemieszczenia, prawie dwukrotnie mniejsze przesunięcie najwyższego węzła niż rama pierwsza (S12V 1-11A).

5.2 Wnioski ogólne

Zmiana usytuowania pól pionowych tężników kratowych w stosunku do rozwiązania klasycznego, tzn. takiego gdzie tężniki są zlokalizowane w jednym trakcie, powoduje redystrybucję sił i zmianę wytężenia elementów konstrukcyjnych, głównie słupów i prętów stężeń. W szczególności następuje zmniejszenie wytężenia słupów wewnętrznych i wzrost wytężenia słupów zewnętrznych, włączonych do współpracy w przenoszeniu sił poziomych. W ryglach zmiany wytężenia są niewielkie, w prętach stężeń wytężenie rośnie wraz z ich oddalaniem od traktu środkowego.

Dodatkową korzyścią ukośnej ciągłości stężeń i objęcia nimi całej szerokości ramy jest zmniejszenie wpływu skrócenia słupów na wartości sił w prętach skratowania. Stężenia rozłożone pionowo w jednym tylko trakcie przez całą wysokość budynku wpływają ponadto na większe przemieszczenia konstrukcji niż układ stężający, w którym przesunięto niektóre pola w trakt sąsiedni.

5.3 Zalecenia projektowe

- W celu uzyskania jak najmniejszych przemieszczeń konstrukcji budynku, pola tężników należy rozmieszczać w różnych traktach ramy stężonej. Zwiększa się wtedy ich wytężenie, lecz konstrukcja wykazuje mniejsze odchylenie od pionu.
- Sztywność konstrukcji polepsza się gdy pola stężeń zachowują ciągłość ukośną, czyli każde niższe pole jest przesunięte w stosunku do wyższego o jeden trakt.
- Korzystne, ze względu na sztywność budynku, jest rozmieszczanie tężników w kierunku podłużnym bliżej siebie – powoduje to wyrównanie wychylenia poszczególnych ram szkieletu.
- Przez stosowanie tężników w różnych polach można uzyskać wyrównanie wytężenia słupów zewnętrznych i wewnętrznych, co prowadzi do ujednolicenia ich przekrojów.

Literatura

[1] Machowski A., Murzewski J.: Szkielety stalowe budynków wielokondygnacyjnych. Skrypt Politechniki Krakowskiej, 1988.
[2] Łubiński M., Żółtowski W.: Konstrukcje metalowe, cz. II. Arkady, 2004.
[3] Bródka J., Kozłowski A.: Stalowe budynki szkieletowe. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2003.
[4] Kucharczyk W.: Stalowe hale i budynki wielokondygnacyjne. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, 2004.
[5] Kędzior K.: Zaawansowane modelowanie i analiza konstrukcji budowlanych. Praca dyplomowa. Politechnika Rzeszowska, 2010.
[6] ROBOT Office Analysis 21. RoboBAT, Kraków.

STIFFNESS OF BUILDING WITH VARIOUS BRACING CONFIGURATION

Summary

One of the most often used bracing system in multi-storey buildings is truss system. In this system horizontal loading is transmitted by stiff floor plates to the vertical bracings, located in selected planes. Vertical bracing truss was designed as cantilever fixed in foundation. Traditionally, vertical truss was composed of member located in one tract, i.e. each bracing field placed above previous one. In many practical cases, mainly because of functional reasons, it is a need to change location of selected bracing members.

The aim of the paper is to investigate how various bracing configuration influence steel skeleton members exertion and overall stiffness of building. Analysis was conducted on three frames types: two-, five-, and twelve-storey. Each of them was analyzed as plane as well as space frame, altogether 29 frames were calculated.

It was concluded that non-conventional bracing location leads to decreasing of frame lateral drift, while do not change essentially members exertion.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Tomasz KOZŁOWSKI
Politechnika Rzeszowska

DOM DOSTĘPNY – MIĘDZYNARODOWE SPOJRZENIE NA JEDNORODZINNE BUDOWNICTWO EKONOMICZNE

1. WSTĘP

Definicja domu dostępnego nie jest jednoznaczna. Można tu mówić o domu dostępnym w sensie niskich kosztów budowy, łatwości zastosowania dostępnych lokalnie materiałów budowlanych, domu, na który stać określoną populację mieszkańców itp. W krajach, w których tradycja budowania domów dostępnych sięga kilkudziesięciu lat, a więc głównie w krajach anglosaskich, przyjmuje się definicję, że dom dostępny to taki, na który mogą pozwolić sobie obywatele z dochodem w okolicach średniej krajowej. Inna stosowana powszechnie definicja mówi, że dostępnym nazwać można dom, którego koszty utrzymania nie przekraczają miesięcznie 30-35% dochodów gospodarstwa domowego brutto. W koszty te, oprócz raty kredytu lub czynszu za wynajem, wliczone są z reguły podatki, ubezpieczenia czy opłaty za media [1]. Co więcej, dostępność domu to nie tylko cena, ale również możliwość wygodnego mieszkania i swobodnego korzystania z pomieszczeń przez osoby o ograniczonej sprawności ruchowej - starsze, chore, niepełnosprawne.

W krajach z bogatą tradycją budowania tanich domów istnieje szereg instytucji pozarządowych oraz rządowych programów mających na celu wspieranie tego typu budownictwa. W Polsce tą problematyką zajęła się powstała w lipcu 1993 r. Fundacja Dom Dostępny. Jej celem był rozwój i propagowanie idei taniego, energooszczędnego i zgodnego z zasadami ekologii budownictwa jednorodzinnego. Fundacja wraz z Wydawnictwem Murator organizuje od roku 1995 Konkurs Dom Dostępny, który przez lata otrzymał zaszczytne wyróżnienia, m. in. został wyróżniony w 2000 roku w konkursie na najlepszą inicjatywę obywatelską - "Pro Publico Bono".

Według organizatorów konkursu założenia Programu Dom Dostępny przyczyniły się do zmiany myślenia o nowoczesnym domu jednorodzinnym. Udowodniono, przekonując do pomysłu zarówno architektów jak i inwestorów, że budowa domu nie musi pochłaniać ogromnych funduszy i cennego czasu. W następstwie wprowadzenia limitów cenowych projektanci zaczęli dokładniej kalkulować koszty budowy - tak, aby w trakcie realizacji domu inwestor mógł faktycznie zmieścić się w przygotowanym budżecie. Prace konkursowe pokazały, że nowoczesny dom dla klasy średniej może być niewielki, funkcjonalny i energooszczędny. Wielkością powinien odpowiadać ściśle potrzebom danej rodziny, bez nadprogramowych, zbędnych powierzchni, które są drogie w budowie i utrzymaniu. Konkurs

odgrywa też znaczącą rolę w kształtowaniu preferencji inwestorów, kontynuuje najlepsze wzorce polskiej architektury i inspiruje do poszukiwania nowych rozwiązań. [2].

Uzgodnienie uniwersalnych kryteriów domu dostępnego w skali globalnej jest bardzo trudne ze względu na różnice kulturowe, tradycje lokalne, różnice w poziomie zamożności poszczególnych społeczeństw, itp. W ramach Międzynarodowej Sieci Naukowej Konstrukcji Stalowych stworzonej i prowadzonej przez ArcelorMittal - światowego potentata produkcji stali, przeprowadzono projekt badawczy pt. „Affordable House Project" [3], w którym uczestniczyły zespoły z ośmiu krajów, w tym zespół Politechniki Rzeszowskiej. Pięciu spośród uczestników, a więc zespoły z Polski, Czech, Rumunii, Portugalii i Brazylii, zaprezentowało rozwiązania jednorodzinnego domu dostępnego. Celem pracy jest przedstawienie wyników i porównanie rozwiązań z różnych krajów uczestniczących w tym projekcie.

2. ZAŁOŻENIA

Podstawowym założeniem projektu było wypracowanie rozwiązań domu dostępnego wykonanego z zastosowaniem konstrukcji stalowej, które, zaprezentowane w formie projektu architektonicznego i konstrukcyjnego, powinny być:

- zgodne z potrzebami, charakterem i cechami szczególnymi własnego kraju,
- oparte na systemach produktów stalowych dostępnych na rynku lokalnym,
- niedrogie i ekonomiczne (optymalizacja redukcji kosztów),
- innowacyjne (z punktu widzenia wybranych rozwiązań technicznych, materiałowych czy przestrzennych),
- łatwe w wykonaniu,
- proekologiczne.

Bardzo ważnym zadaniem każdego zespołu było zdefiniowanie docelowej grupy odbiorców projektowanego domu, tzn. grupy społecznej, do jakiej będzie on adresowany. Zasadniczy projekt poprzedzony był opartym na dostępnych danych statystycznych szeregiem analiz demograficznych, społecznych, ekonomicznych, których celem było zidentyfikowanie i opisanie potrzeb poszczególnych grup wiekowych społeczeństwa, dostępności kredytów, polityki państwa w odniesieniu do wspierania budownictwa mieszkaniowego itp.

3. PROJEKT DOMU DOSTĘPNEGO W POLSCE

3.1 Badania przedprojektowe

W pierwszym etapie projektu badawczego położono nacisk na przeprowadzenie badań przedprojektowych. Każdy z uczestników przygotował raport składający się z oceny społeczno-ekonomicznej oraz technologicznej rynku lokalnego. Pod uwagę wzięto warunki społeczne, geograficzne i ekonomiczne poszczególnych krajów. Przebadano dane statystyczne dotyczące przekroju społecznego, warunków finansowych poszczególnych grup społecznych, obecnej sytuacji mieszkaniowej czy preferencji mieszkaniowych ludności.

Zaprezentowano też dane dotyczące rozwoju budownictwa ogólnie, a rynku mieszkaniowego w szczególności. Przebadano rynek budownictwa pod kątem stosowanych materiałów, preferowanych technologii czy typów konstrukcji. Porównano zalety i wady poszczególnych popularnych technologii budowania domów i skonfrontowano je z cechami technologii stalowej. Opisano głównych graczy rynku budowlanego, strukturę własności, procesy urzędowe dotyczące przeprowadzenia inwestycji budowlanej itd. Opisano wreszcie sytuację na lokalnym rynku domów dostępnych, występujące organizacje pozarządowe, programy rządowe, samorządowe itp. W ocenie ekonomicznej starano się zdefiniować

akceptowalny i pożądany koszt domu lub mieszkania dostępnego w danym kraju czy też regionie. Porównano również poszczególne technologie szukając sposobu na znalezienie najtańszych rozwiązań konstrukcyjnych przy zachowaniu odpowiednio wysokiej jakości. W raporcie przedprojektowym próbowano też znaleźć odpowiedź na pytanie czym jest dom dostępny w warunkach lokalnych.

W Polsce „w 1994 roku ideałem był dom parterowy, podpiwniczony. Obecnie, jak wynika z ankiet prowadzonych wśród czytelników "Muratora", większość wybierze dom z poddaszem użytkowym, niepodpiwniczony, niezbyt duży i funkcjonalny. Będzie on co prawda tradycyjny w formie, ale zbudowany z wykorzystaniem nowych technologii, wyposażony w nowoczesne urządzenia, trwały i energooszczędny. Dom ma sprzyjać wygodnemu życiu rodziny i odpowiadać jej możliwościom finansowym”[4].

Na grupę docelową projektu polskiego wyznaczono klasyczną młodą rodzinę w wieku pomiędzy 30 a 35 lat z dwójką dzieci, przedstawicieli klasy średniej. Według statystyk jest to grupa najczęściej budująca domy. Zazwyczaj budowany dom jest dla tych ludzi pierwszym własnym lokum, chociaż równie często ma on zastąpić posiadane mieszkanie. Nie bez znaczenia dla wyboru grupy docelowej jest też fakt, że ludzie młodzi są bardziej otwarci na nowe technologie, a taką jest bez wątpienia konstrukcja stalowa w budownictwie jednorodzinnym.

Bazując na szeregu statystyk poszukiwano modelu domu dostępnego spełniającego wymagania modelowej rodziny 2+2 przy zastosowaniu tanich konstrukcji i technologii. Zdecydowano oprzeć się na najbardziej popularnym obecnie typie domu jednorodzinnego tj. domu z poddaszem użytkowym o powierzchni użytkowej ok. 140m^2 i zastosować w nim konstrukcję stalową.

Wg danych GUS 92% z 79429 budynków ukończonych w 2008 roku należy do sektora prywatnego. 91% budynków spośród tej grupy to domy jednorodzinne, spośród których większość to budynki dwukondygnacyjne (73% kubatury oraz 68% jednostek mieszkalnych). Co prawda brak jest statystyk na ten temat, ale z obserwacji można stwierdzić, że większość budynków jednorodzinnych dwukondygnacyjnych to w istocie budynki z użytkowym poddaszem. Średnia powierzchnia użytkowa domu wynosiła w 2008 roku 142m^2 [5].

3.2 Rozwiązania formalne

Rys.1. Wizualizacja komputerowa projektowanego budynku. (Zespół autorski: A. Kozłowski, T. Kozłowski, R. Klich, A. Borowiec)

Dom z założenia miał być jak najtańszy w budowie i oszczędny w eksploatacji, co determinowało większość decyzji dotyczących powierzchni, kształtu czy użytych materiałów. Przy wyborze typu zabudowy zdecydowano się na dom wolnostojący z poddaszem użytkowym jako typ najpopularniejszy, ale też najbardziej uniwersalny (rys.1). Ilość kondygnacji dobrano w oparciu o statystyki GUS. Zalety takiego typu budynku w stosunku do konstrukcji parterowych o tej samej powierzchni są następujące: w kwestii finansowej mniejsza wymagana działka, mniejsze koszty budowy (ściany, dach, fundamenty) niższe koszty utrzymania spowodowane bardziej zwartą, kompaktową bryłą. Z punktu widzenia funkcji, łatwiejsza do uzyskania segregacja zespołów pomieszczeń użytkowania wspólnego i indywidualnego. Wady tego typu budownictwa również są powszechnie znane: w kwestii kosztów potrzeba wykonania mocniejszych fundamentów, ścian nośnych, stropu, trudniejszy do zaizolowania dach, schody (problem komunikacyjny), trudniejszy do uzyskania komfort cieplny i wilgotnościowy na poddaszu.

Opracowany projekt domu zakłada 136m2 powierzchni użytkowej, co kwalifikuje go do programu „Rodzina na swoim", jedynego obecnego na polskim rynku programu pomocowego dla młodych ludzi. Spełnienie kryteriów lokalnych programów wspomagających rozwój mieszkalnictwa było priorytetem u wszystkich uczestników projektu badawczego.

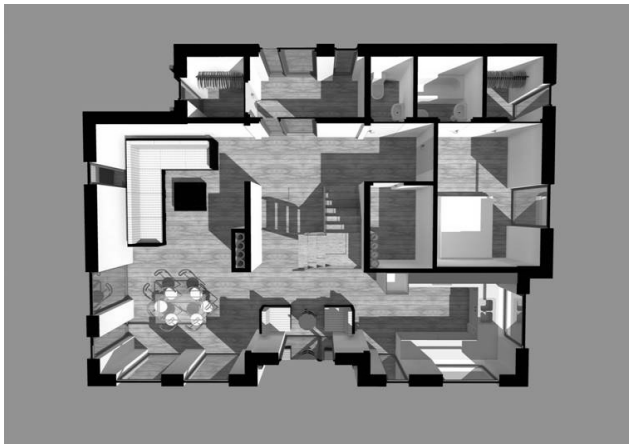
Forma budynku jest próbą nawiązania do archetypu domu (rys.1). Prosta zwarta bryła na prostokątnym rzucie o wymiarach 12x7,5m, pokryta dwuspadowym dachem, wpisuje się odpowiednio zarówno w miejski jak i podmiejski krajobraz. Dach dwuspadowy został wybrany również z powodów racjonalnych, gdyż dachy skośne są najczęściej wpisywane w plany miejscowe i decyzje o warunkach zabudowy. Z założenia budynek miał być skromny i funkcjonalny, a nowoczesny charakter, uzyskany przy zastosowaniu ekonomicznych rozwiązań, łączyć z dobrymi tradycyjnymi proporcjami,

3.3 Rozwiązania funkcjonalne

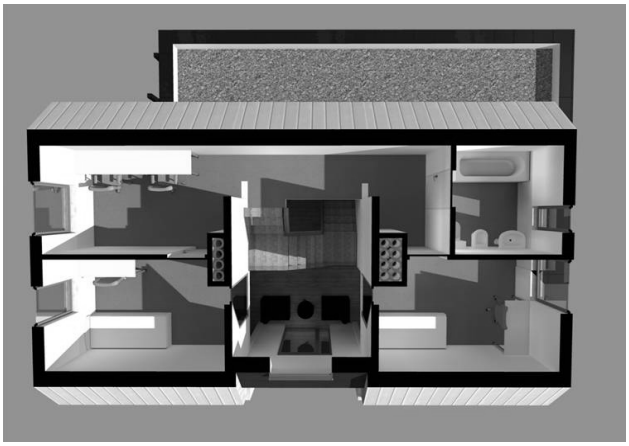
Rys. 2. Przekrój z widokiem 3d.

Głównym założeniem w zakresie rozplanowania wnętrza było uzyskanie komfortowych przestrzeni otwartych w strefie dziennej oraz skoncentrowanie całego planu wokół centralnie położonej komunikacji w formie wysokiego na dwie kondygnacje holu integrującego oba piętra budynku (rys.2). Na parterze oprócz otwartej części dziennej w postaci salonu z jadalnią i kuchnią, znajduje się jeszcze sypialnia i szereg pomieszczeń pomocniczych, tj. przedsionek, garderoby, wc., łazienka i kotłownia (rys.3). Umiejscowienie sypialni na parterze miało dwa cele. Po pierwsze umożliwić urządzenie tam odseparowanego od części intymnej gabinetu w przypadku mniejszej ilości domowników. Po drugie, ze

względów utrudnień w komunikacji w przypadku osób starszych lub niepełnosprawnych. Na pierwszym piętrze znajdują się dwie sypialnie, łazienka i pracownia, która w przypadku umieszczenia gabinetu na dole może być połączona z jedną z sypialni(rys. 4).



Rys. 3. Parter. Przekrój poziomy 3d.



Rys. 4. Poddasze. Przekrój poziomy 3d.

Zespół pomieszczeń użytkowania wspólnego otwarty jest na południe. Od północy zaś stworzono bufor złożony z pomieszczeń pomocniczych ograniczając przy tym całkowitą liczbę otworów okiennych i drzwiowych w tym kierunku do 12%. Takie zorganizowanie przestrzeni, jak również skoncentrowanie 41% przeszkleń w elewacji południowej, umożliwia bardzo dobre naświetlenie całej powierzchni oraz zapewnienie odpowiedniego komfortu cieplnego niskim nakładem kosztów.

3.4 Rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe

Jako rozwiązanie konstrukcyjno-materiałowe przyjęto lekki szkielet stalowy, wykonany z kształtowników giętych na zimno (rys. 5). Zastosowano przekroje C90, C140, U90 i U140 w module konstrukcyjnym 60cm.

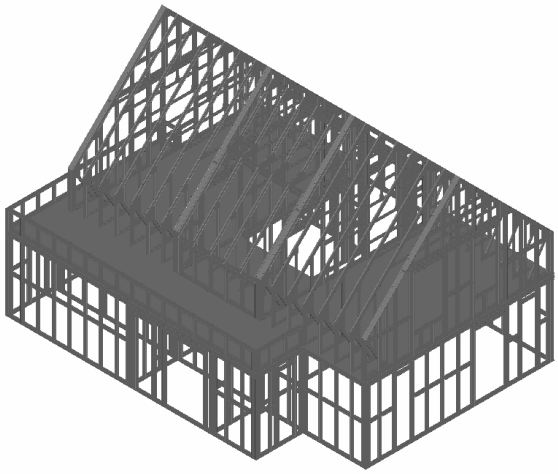
Do głównych zalet lekkiego szkieletu stalowego zaliczyć można:
- krótki czas budowy- montaż konstrukcji domu jednorodzinnego waha się od 4-14dni,
- uniwersalność – system może być stosowany w różnego typu budownictwie,
- proces budowlany niezależny od warunków atmosferycznych,

- stosunkowo niewielka waga konstrukcji,
- prostota montażu bez użycia ciężkiego sprzętu,
- odporność na czynniki atmosferyczne i biologiczne,
- funkcjonalność - możliwość dowolnego kształtowania formy budynku jak również wprowadzania zmian na etapie eksploatacji,
- przyjazność dla środowiska – stal w 100% podlega recyklingowi.

Nie można oczywiście pominąć wad tego typu konstrukcji, do których należą:

- mniejsza odporność ogniowa,
- mniejsza akumulacja cieplna,
- gorsza izolacja akustyczna,
- trudne do wyeliminowania mostki termiczne.

Użycie suchych technologii w całym procesie miało na celu skrócenie czasu budowy w stosunku do technologii tradycyjnych.



Rys. 5. Schemat konstrukcyjny.

Tablica 1. Porównanie kosztowe technologii lekkiego szkieletu stalowego z popularnymi technologiami dostępnymi na rynku.

Rodzaj technologii / Elementy budynku	Lekki szkielet stalowy	Beton komórkowy 24cm + 8cm styropianu	Pustak ceramiczny 38cm	Pustak ceramiczny 25cm + 12cm styropianu
Fundamenty i prace ziemne	22793	40350	48350	41230
Konstrukcja ścian	51338	69300	56826	76230
Izolacja termiczna i fasada	31258	32350	17890	36350
Stropy	25084	21900	21900	21900
Dach	31495	42150	42150	42150
Stolarka	27743	27743	27743	27743
Wykończenie wewnętrzne	61258	54975	54975	54975
Zagospodarowanie działki	12900	12900	12900	12900
Instalacje sanitarne	21090	27150	28150	34330
Instalacja elektryczne	11646	13725	14600	15620
RAZEM	296605	342543	325484	363428
PLN / m2	2181	2519	2393	2672
EURO / m2	**537**	**620**	**589**	**658**

Poszycie konstrukcji wykonano z płyt cementowo - włóknowych Cetris w przypadku ścian oraz płyt OSB/3 w przypadku dachu i stropów. Od wewnątrz wykończenie stanowi płyta gipsowo-kartonowa montowana na stelażu z profili omega. Wypełnienie konstrukcji z wełny mineralnej, zaś dodatkowe ocieplenie stanowi styropian mocowany do poszycia.

Założono prefabrykację całych elementów konstrukcji w postaci paneli ściennych czy stropowych a następnie ich montaż na budowie.

Jednym z głównych założeń projektu badawczego było znalezienie rozwiązań, które będą ekonomicznie konkurencyjne dla technologii tradycyjnych dla danego regionu. Wszystkie prezentowane technologie mają przewagę nad tradycyjnymi sposobami budowania w postaci zdecydowanie krótszego czasu budowy, co również należy zaliczyć do kosztów inwestycji, gdyż jak wiadomo „czas to pieniądz". Niemniej jednak w kategorii kosztów budowy rozwiązania te okazały się również tańsze (tab.1).

4. PROPOZYCJE ZAGRANICZNE

Rys. 6. Dom dostępny wg projektu czeskiego. (Zespół autorski: F. Wald, K. Mikes, P. Hajek, J. Tywoniak, L. Turek, P. Schorsch, T. Pavlu) [6].

Spośród propozycji zagranicznych najciekawsze wydają się projekty zespołów z Czech, Rumunii oraz Portugalii. Na uwagę, ze względu na osiągniętą redukcję kosztów inwestycyjnych, zasługuje też projekt z Brazylii.

4.1. Zestawienie projektów

Projekt czeski (rys. 6) zakłada budowę domu modułowego, który można łatwo rozbudować w miarę powiększania się rodziny. Część podstawowa o powierzchni 143m^2, zawierająca otwarte na południe strefę dzienną na parterze oraz sypialnię i gabinet na piętrze, przeznaczona ma być z założenia dla rodziny dwu- lub trzyosobowej. Moduł dodatkowy o powierzchni zabudowy 40m^2 zawiera garaż oraz dwie sypialnie i łazienkę na piętrze, zwiększając powierzchnię użytkową domu do 183m^2. Wartości te przekraczają średnie powierzchnie typowych domów w Republice Czeskiej, które wynoszą 100-140m^2. Według statystyk średnia powierzchnia jednostki mieszkalnej, wliczając w to mieszkania i domy jednorodzinne, wyniosła w Czechach w 2008 roku 96,3 m^2. Cena budowy opracowanego

domu wynosić będzie 765euro/m^2, przy średniej krajowej cenie sprzedaży m^2 mieszkania wynoszącej 855 euro [6].

Projekt portugalski zakłada budowę domu na planie litery L o powierzchni 164m^2. Na parterze znajduje się salon, kuchnia i przestronna jadalnia oraz wc. Na pierwszym piętrze zlokalizowano trzy sypialnie i dwie łazienki. Cena budowy jednego m^2 wynosi 550 euro, czyli poniżej przeciętnej ceny m^2 domu w technologii tradycyjnej, która waha się pomiędzy 587 a 741 euro [7].

Rys. 7. Projekt rumuński – widok perspektywiczny od strony ulicy. (Zespół autorski: D. Dubina, M. Mutiu, V. Ungureanu) [8].

Projekt rumuński to budynek dwukondygnacyjny na planie prostokąta o wymiarach 13,4 x 5,6m (rys. 7). Budynek o powierzchni użytkowej 124m^2 posiada bardzo przejrzysty podział funkcjonalny. Na parterze, po obu stronach centralnie umieszczonych schodów, znajdują się salon, jadalnia, kuchnia i wc. Na piętrze znajdują się dwie sypialnie posiadające własne garderoby i łazienki. Z uwagi na fakt, że dom posiada okna jedynie w ścianach szczytowych, nadaje się on zarówno do zabudowy wolnostojącej jak i bliźniaczej czy szeregowej. Cena budowy wynosi 465 euro za m^2 [8].

Bardzo podobny układ funkcjonalny prezentuje projekt brazylijski z tą różnicą, że całość zamyka się w powierzchni użytkowej 84m^2 (rys. 8). Zastosowanie najprostszych rozwiązań architektonicznych i technologicznych pozwoliło na osiągnięcie ceny rzędu 475 euro za m^2. Niestety jest to cena zbyt wysoka, gdyż opierając się na statystykach i analizach zespół Politechniki z Sao Paulo obliczył, że akceptowana dla obranej grupy docelowej cena nie powinna przekraczać progu 380 euro za m^2 [9].

4.2 Podobieństwa i różnice w projektach zagranicznych.

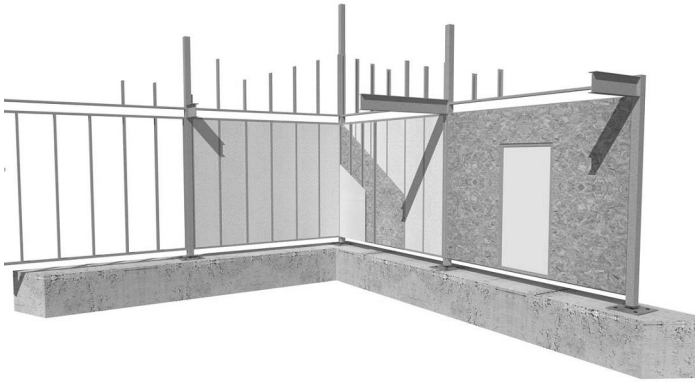
Mimo różnych uwarunkowań społecznych i ekonomicznych projekty europejskie wydają się prezentować wspólny punkt widzenia w kwestii domu dostępnego. Mimo oczywistych różnic powierzchniowych wynikających z lokalnych tradycji i współczesnych oczekiwań, układy funkcjonalne domów pozostają bardzo podobne. We wszystkich projektach zaznaczono wyraźnie klasyczny podział na strefy pomieszczeń użytkowania wspólnego i indywidualnego.

W zespole pomieszczeń użytkowania wspólnego dominują przestrzenie otwarte, przewidziano osobne łazienki dla poszczególnych stref oraz podobny zestaw pomieszczeń pomocniczych i technicznych. W kwestii estetyki wszystkie projekty europejskie wpisują się w nurt architektury neomodernizmu lub minimalizmu. Są to projekty godne uwagi z powodu niebanalnej formy czy odważnego zastosowania materiałów elewacyjnych kojarzonych powszechnie raczej z architekturą przemysłową. We wszystkich projektach użyto dużej ilości

Rys. 8. Projekt z Brazylii – widok perspektywiczny od strony ogrodu. (Zespół autorski: F. Cardoso, M. Barros, C. Conti, L. de Aquino, A. Mariutti, D. Gellardo-Alarcon) [9].

przeszkleń. W projekcie czeskim zastosowano przeszklenie strukturalne obejmujące niemal całą elewację frontową, co, z uwagi choćby na cenę, nie jest typowym rozwiązaniem w budownictwie jednorodzinnym, a szczególnie ekonomicznym. W projekcie rumuńskim z kolei zastosowano podwójną fasadę szklaną, co uzasadnione zostało próbą nawiązania do, stosowanych również w Polsce, tradycyjnych rozwiązań przeszklonej werandy w roli bufora termicznego. W tej kategorii projekt brazylijski prezentuje się nadzwyczaj skromnie gdyż, jak zaznaczyli jego autorzy, postawiono tam szczególny nacisk na ekonomię, co odbiło się ujemnie na estetyce.

Wszystkie prezentowane domy przybrały formę budynków dwukondygnacyjnych. W projektach europejskich, nie licząc polskiego, zastosowano płaskie dachy. Co prawda projekt rumuński posiadał opcję z dachem dwuspadowym, ale zespół autorski podkreślał, że jest to jedynie rozwiązanie alternatywne. W uzasadnieniu tego wyboru zespoły przedstawiły opinie świadczące o największej popularności tego typu rozwiązań na rynkach lokalnych oraz o powszechnej dla nich społecznej akceptacji. Udowadniano, że wpływ na to mają preferencje estetyczne ludności poszczególnych krajów oraz zalety ekonomiczne.

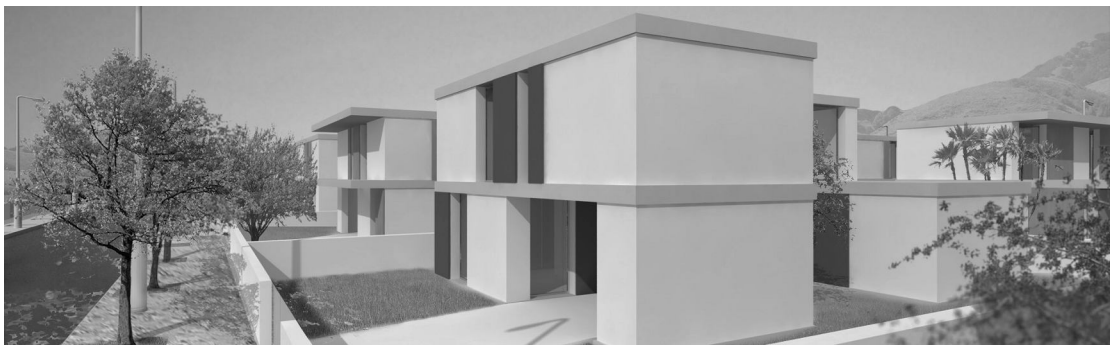


Rys. 9. Schemat konstrukcyjny – projekt czeski [6].

Odpowiedni dobór i optymalizacja konstrukcji ma zasadnicze znaczenie ekonomiczne nawet w tak małych obiektach jakimi są domy jednorodzinne. W kwestii doboru konstrukcji można wyróżnić podział na dwie grupy, tj. konstrukcje z cienkościennych elementów zimno giętych oraz konstrukcje z elementów walcowanych. Do pierwszej grupy zaliczają się projekty portugalski, brazylijski i polski, do drugiej zaś projekty z Czech i Rumunii (rys. 9).

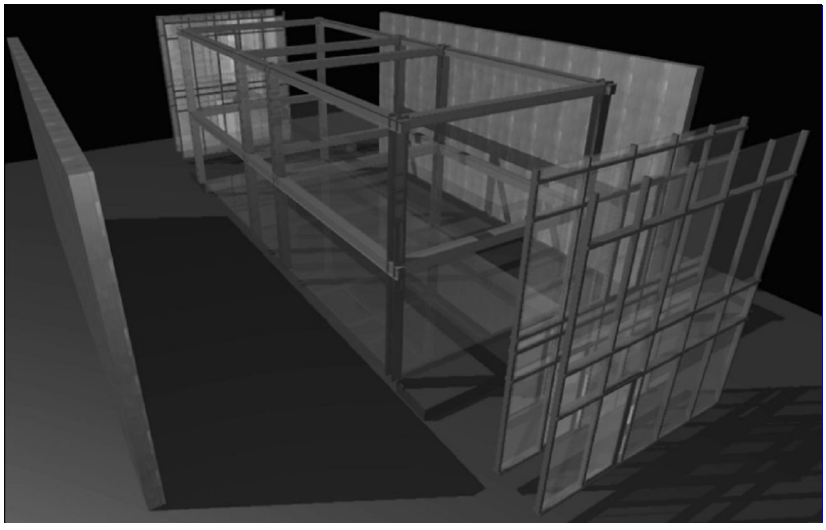
Zaprezentowane projekty wykorzystujące technologię lekkiego szkieletu umożliwiają prefabrykację większych lub mniejszych części budynku. Pozwala to na skrócenie czasu inwestycji oraz lepszą kontrolę jakości wykonania elementów ograniczając prace budowlane na budowie do niezbędnego minimum, tj. montażu gotowych paneli czy modułów.

Doświadczenia poszczególnych zespołów pokazują, że ten typ budownictwa zyskuje coraz większą popularność na świecie i dla wielu regionów może okazać się szansą na zaspokojenie głodu mieszkaniowego. Przedstawione projekty udowodniły, że tego typu budownictwo może być architektonicznie mocno zróżnicowane przez co atrakcyjne dla wielu kręgów potencjalnych odbiorców.



Rys. 10. Wizualizacja fragmentu osiedla domów dostępnych wg projektu z Portugalii. (Zespół projektowy: L. S. da Silva, V. Murtinho, C. Rebelo)[7].

Na szczególną uwagę zasługuje projekt z Portugalii gdyż zastosowano w nim daleko idącą prefabrykację. Budynek składa się z samonośnych kontenerowych modułów, które można zestawiać w wielu kombinacjach, co z kolei umożliwia dostosowanie budynku do warunków miejscowych. Dzięki temu, pod względem uniwersalności, projekt zespołu z Coimbry okazał się najbardziej interesujący gdyż mnogość kombinacji zestawień umożliwia lokalizację obiektu w najróżniejszych warunkach (rys. 10).



Rys. 11. Schemat konstrukcyjny – projekt zespołu rumuńskiego [8].

Ciekawą propozycję zaprezentowali też architekci rumuńscy. Ich rozwiązanie polega na zastosowaniu jako konstrukcji nośnej budynku 4 ram z profili walcowanych (rys. 11). Na tychże ramach rozpięty jest strop i konstrukcja dachu, a technologia ta, wyraźnie zaczerpnięta z budownictwa przemysłowego czy komercyjnego, umożliwia dowolne potraktowanie elewacji czy podziałów wewnętrznych. Co ciekawe, ten typ budowania jest dość popularny w okolicach Timisoary, czego dowodzą liczne fotografie realizacji zaprezentowane przez autorów. Należy dodać, że prekursorem tego typu rozwiązań był jeden z czołowych architektów XXw Le Corbusier, który podobną technologię zastosował w opracowanym w 1914r. projekcie Dom-ino.

5. WNIOSKI

Tablica 2. Charakterystyka poszczególnych projektów.

	Brazylia	Czechy	Polska	Portugalia	Rumunia
Powierzchnia użytkowa	84 m^2	143 / 183 m^2	136 m^2	164 m^2	124 m^2
Liczba kondygnacji	2	2	2	2	2
Rodzaj dachu	dwuspadowy	płaski	dwuspadowy/ płaski	płaski	płaski
Liczba sypialni	3	1(2) / 3(4)	3	3	2
Konstrukcja	elementy zimnogięte	elementy walcowane	elementy zimnogięte	elementy zimnogięte	elementy walcowane
Cena: **EUR/ m^2**	**475**	**765**	**537**	**550**	**465**

Podsumowując, program badawczy „Affordable House Project" finansowany przez Arcelor Mittal Liege Research udowodnił, że z powodzeniem można wykorzystać konstrukcje stalowe w budownictwie jednorodzinnym. Zalety stali pozwalają uzyskać zróżnicowane formalnie ciekawe projekty przy mniejszym niż tradycyjnie nakładzie pracy, czasu i środków finansowych. Mogą być one alternatywą dla rozwiązań tradycyjnych, szczególnie w budownictwie ekonomicznym czy socjalnym. Doświadczenia zdobyte podczas spotkań warsztatowych pozwalają stwierdzić, że problemy mieszkaniowe, tak odmienne pod różnymi szerokościami geograficznymi, można próbować rozwiązać przy użyciu podobnych środków. Analiza opracowanych projektów udowadnia, że potrzeby, oczekiwania czy nawyki mieszkaniowe są dla mieszkańców Europy bardzo podobne. Podobnie też kształtuje się konstrukcję przy zastosowaniu zbliżonych technologii (tab. 2).

Mimo oczywistych zalet jednorodzinne budownictwo tego typu wciąż nie jest jednak na świecie popularne. Dlaczego tak się dzieje próbowano ustalić w dyskusjach podczas konferencji kończącej projekt badawczy. Podkreślano barierę psychologiczną i obawy przed

technologią innowacyjną i stosunkowo krótko obecną na rynku. Poruszono temat niedostatecznej edukacji społecznej w zakresie zastosowania stali w budownictwie jednorodzinnym, zarówno potencjalnych odbiorców jak i dostawców w zakresie projektowania czy wykonawstwa. Dyskusja dotyczyła także kierunku, w jakim powinno się rozwijać tanie stalowe budownictwo mieszkaniowe. Czy użycie stali powinno być akcentowane a wyeksponowana konstrukcja powinna kształtować formę budynku wykorzystując przy tym specyficzne właściwości stali? Czy też raczej należy się skupić na próbie zastąpienia konstrukcją stalową technologii popularnych w tradycyjnych formach domów mieszkalnych.

Podziękowania

Artykuł powstał na podstawie materiałów opracowanych w ramach projektu badawczego „Affordable House Project" finansowanego przez ArcelorMittal Liege Research.

Literatura

[1] www.hud.gov - U.S. Department of Housing and Urban Development (HUD)
[2] www.wydawnictwo.murator.pl
[3] Affordable House Project. Projekt badawczy ArcelorMittal, Liege, 2009-2010.
[4] "Dom dostępny wczoraj, dziś, jutro..." Warszawa, Wydawnictwo Murator, 2005
[5] GUS, Budownictwo Mieszkaniowe I-IV kwartał 2008r., Warszawa 2009
[6] Affordable House Project.–Deliverable 1&2, The Czech Technical University in Prague, Czech Republic.
[7] Affordable House Project.– Deliverable 1&2, University of Coimbra, Portugal.
[8] Affordable House Project.– Deliverable 1&2, The "Politehnica" University of Timisoara, Romania.
[9] Affordable House Project.– Deliverable 1&2, University of Sao Paulo, Brazil.

AFFORDABLE HOUSE – INTERNATIONAL VIEWS ON THE SUBJECT OF SINGLE FAMILY LOW-COST HOUSING

Summary

The paper presents the results of the international research program on affordable steel housing, called "Affordable House Project" and sponsored by Arcelor Mittal. The socio-economical background for the low-cost housing in Poland is presented, as well as the definition of the term "affordable" in relation to single family housing. Budget housing in Poland is identified and the Polish solution of affordable steel-structure-house is presented and compared to the low-cost model houses worked out in Czech Republic, Portugal, Romania and Brazil. All subject projects are presented and briefly described. The paper presents the comparison of the specific features of the designs, such as: the area, internal layout, structural design, technical solutions and economical advantages over traditional building methods.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Stanisław KUŚ
Politechnika Rzeszowska

STADION MIEJSKI W RZESZOWIE

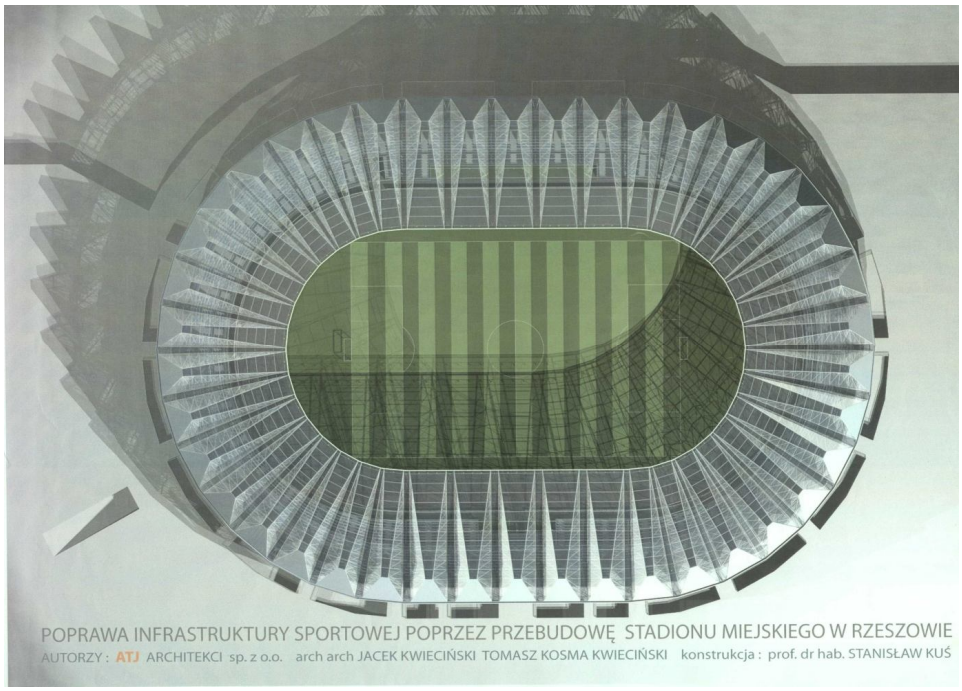
1. WPROWADZENIE

Konferencja naukowa na temat kształtowania konstrukcji musi z natury rzeczy koncentrować się na modelach – schematach konstrukcji, problematyce materiałowej, metodach wykonania i obliczania oraz ogólnej zgodności z zasadami ekologii. Jednak szczególne znaczenie ma oczywiście funkcja jaką taka konstrukcja musi spełniać i jej zgodność z kryteriami efektywności, ekonomii i elegancji. Dziś społeczność ludzka wiąże wiele zainteresowań ze sportem, z widowiskami wywołującymi rywalizację sportową na szczeblu lokalnym, krajowym i międzynarodowym. Widownie i ich przekrycia stały się przedmiotem bardzo szczególnych przepisów międzynarodowych ujednolicających wymagania liczby widzów, ich bezpieczeństwo, wymiary stadionów i zasady widoczności dla widzów oraz oczywiście wymiary samych boisk, aren i bieżni: PN – EN 13200 – 1, 2, 3, 4, 5 (1). Pomimo ujednolicających standardów - za których spełnienie odpowiedzialnymi są z reguły architekci nastąpiło istotne zróżnicowanie konstrukcji, ich kształtów i ukształtowania widocznego również na naszej konferencji.

2. KONSTRUKCJA STADIONU

Konstrukcje widowni, dziś prawie zawsze żelbetowej zwykle mało się różnią, gdyż wymiary siedzeń (80cm), przejść i ich liczby (16) w odległości od womitoriów różnicują jedynie odległości pomiędzy womitoriami i słupami przekrycia, które dziś prawie zawsze jest stalowe. Liczba widzów od 5 do 100 tysięcy różnicuje głównie konstrukcję przekrycia. Moduł rozstawienia słupów wynosi zwykle 12 – 14m. Przykładem oryginalnej konstrukcji jest stadion w Rzeszowie.

Stadion Miejski w Rzeszowie przeznaczony dla przekrycia toru zawodów żużlowych (speedway) obejmuje również boisko piłki nożnej o wymiarach 120 x 90m oraz widownię dla 18000 widzów po pełnym ukończeniu stadionu



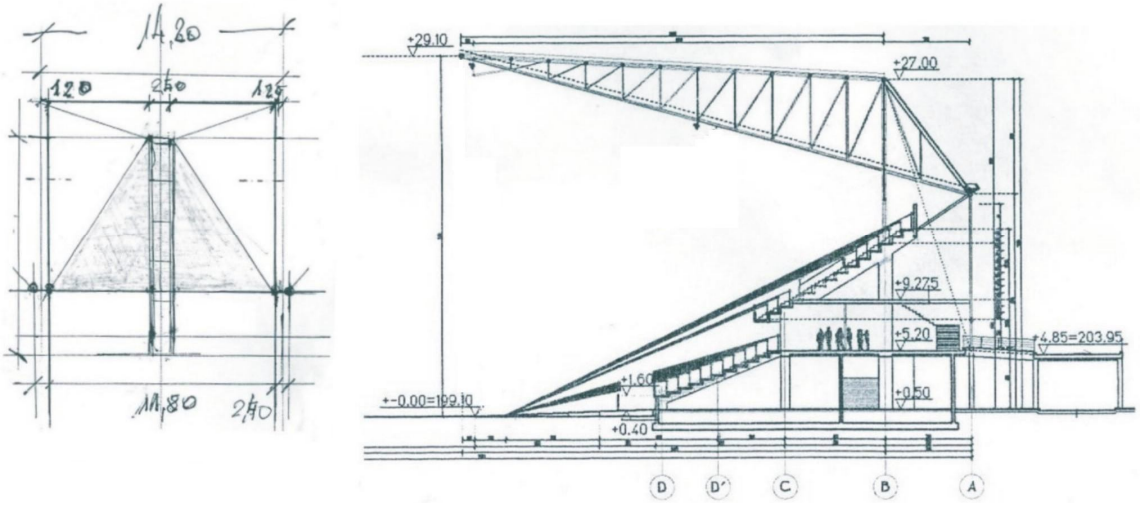
Rys. 1 Widok z góry konstrukcji stadionu

O wyborze kształtu stalowej konstrukcji przestrzennej – fałdowej, piramidalnej, podpartej w ostrzu piramidy zdecydowały następujące argumenty

- Zawody żużlowe oraz doping kibiców również wywołują wielki hałas przy starcie motorów. Powoduje to skargi mieszkańców sąsiednich osiedli. Aby go stłumić stworzono za plecami widzów żelbetową pochyłą tarczę z warstwą tłumiącą dźwięki jak w teatrze.

Rys. 2. – Widok konstrukcji stadionu

- Każdy z 42 sektorów niesymetrycznej piramidy o wymiarach 14,20 x 41,00m posiada wysięg wspornikowy o długości 34m pozwalający przykryć nie tylko widownię, ale i tor żużlowy. Równocześnie pochyła tarcza zewnętrzna każdego z sektorów broni zamknięty owalny stadion przed poziomym parciem i ssaniem wiatru, kierujące jego strumienie do góry. Jej ciężar rzędu 60 ton odciąża pochyłe cięgna stalowe złożone z rur φ244,5 x 10, oraz usztywnia całą konstrukcję na siły poziome.
- Pochyłe pasmo usytuowane między piramidami sektorów pozwala na doskonałe odprowadzenie wody i śniegu z dachu.
- Możliwy jest odrębny montaż każdego segmentu to jest piramidy stalowej o ciężarze 55 ton przez osadzenie jej wierzchołka na zdwojonym słupie i regulowanie poziomu wysięgu odciągami konstrukcji.
- Zdwojenie słupów stalowych wypełnionych betonem w odległości 2,40m pozwoli na stworzenie między nimi wejścia do womitoriów widowni i równocześnie doskonałe przenoszenie sił poziomych.



Rys. 3. – Przekrój poprzeczny stadionu i widowni

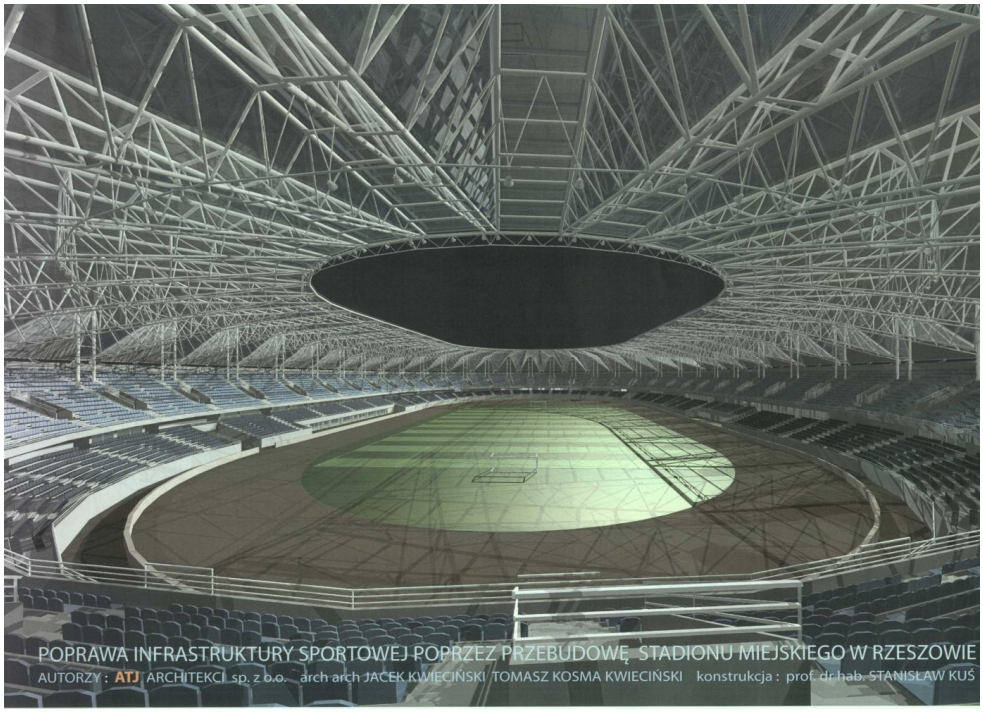
- Plan całego stadionu dostosowany jest do najkorzystniejszego montażu, to znaczy na planie prostokąta o wymiarach około 100 x 100m zakotwiczonego 2 półokręgami o promieniu 50m. Łącznie jest więc 42 sektory z których 10 jest na planie prostokątnym a 32 na planie trapezowym (Rys.1).

Specyfikacja konstrukcji stadionu polega natomiast na wykorzystaniu następujących założeń:

- Przeniesienie sił rozciągających (w osi 0A) z konstrukcji stalowej dachu na grunt dokonuje się poprzez odciągi stalowe mocowane do marek stalowych i dalej poprzez stal zbrojeniową konstrukcji żelbetowej i pali zakotwionych w gruncie. Wykorzystuje się więc przyczepność gruntu do pali jako gwarancję spełnienia warunków równowagi.
- Siły ściskające przekazywane są z konstrukcji stalowej dachu poprzez zespolone słupy stalowo – betonowe. Przekazanie sił ze słupów głównych konstrukcji dachowej na konstrukcję trybun odbywa się poprzez belkę oczepową (w osi 0B) na główne słupy konstrukcji żelbetowej i dalej poprzez oczepy i pale na grunt. Uzyskanie efektu zespolenia wymaga uzyskania przez beton wypełniający słupów wytrzymałości min 15MPa. Nie opóźnia to istotnie montażu dachu.

- Tylna płyta balastowa – żelbetowa umieszczona na konstrukcji stalowej dachu zaprojektowana jako monolityczna może być wykonana jako prefabrykowana co wybitnie skraca czas realizacji.
- Współpraca żelbetowej konstrukcji widowni z konstrukcją stalową dachu na siły poziome jest zapewniona przez stalową kratownicę obwodową, włącza się ją do współpracy oczywiście dopiero wtedy gdy podstawowe siły pionowe zostaną zrównoważone przez odciągi.

Ponieważ zadaniem referatu jest pokazanie oryginalnego kształtu zasad i problemów ukształtowania przestrzennego konstrukcji stalowej przekrycia ilustrują je kolejne rysunki przedstawiające widoki, perspektywę i przekroje.

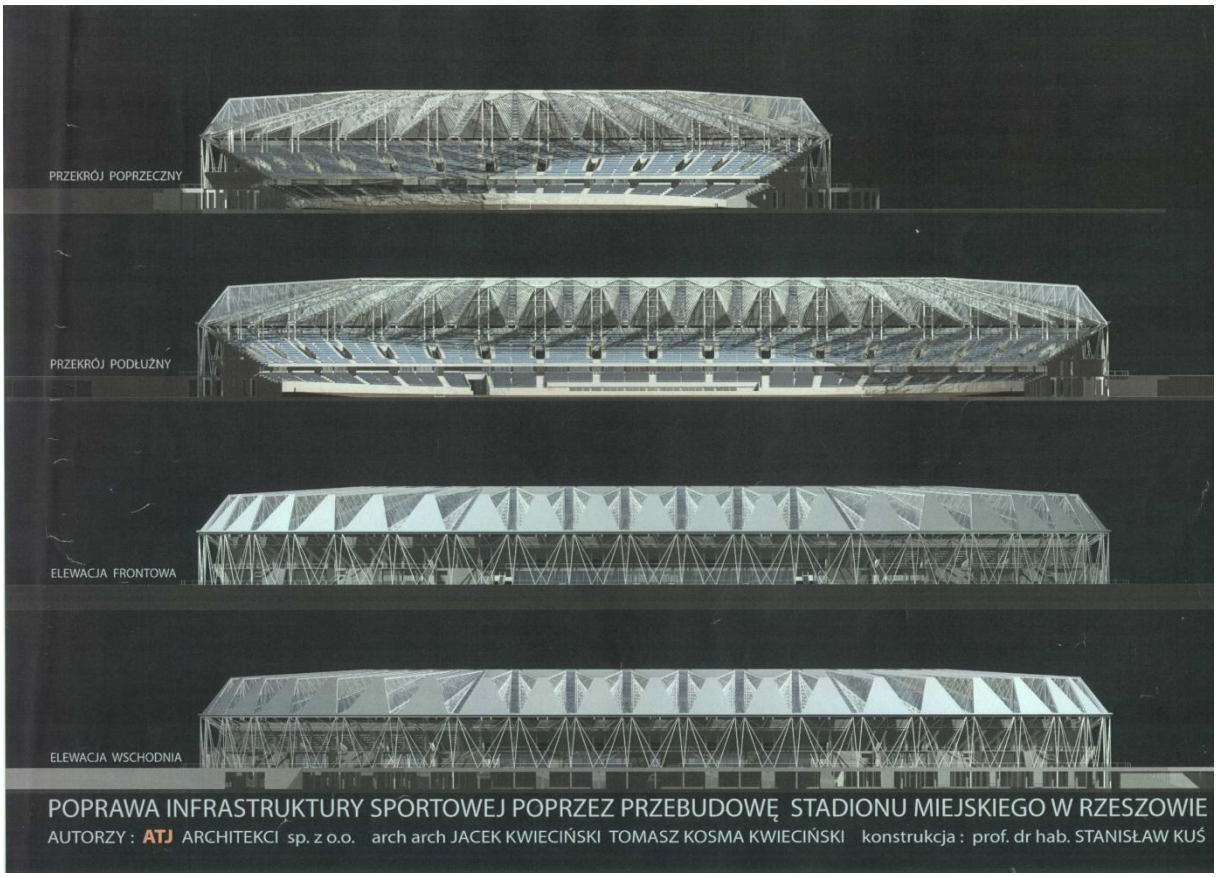


Rys. 4. – Wizualizacja wnętrza stadionu

Pokrycie konstrukcji dachu płytami poliwęglanowymi, jest zgodne z wymaganiami FIFA, a obciążenia przekrycia wiatrem i śniegiem odpowiadają zwiększonym częściowym współczynnikom bezpieczeństwa zgodnie z Eurokodami.

3. WYKONANIE

Niestety względy finansowe inwestycji spowodowały, że realizuje się wstępnie jedynie 9 z 42 segmentów, co powoduje, że najtrudniejsze do przyjęcia obciążenie wiatrem sprowadza się z mniejszego obciążenia całych stadionów (poz.2, 3) do obciążenia wiatrem znacznie bardziej wrażliwych na ssące działanie porywów czoła burzy.



Rys. 5. – Elewacje stadionu

Projekt koncepcyjny konstrukcji został wykonany w Zespole Politechniki Rzeszowskiej, projekt wykonawczy w biurze MTA Engineering w Rzeszowie, a całość dokumentacji w biurze MTA Architekci Jacka i Tomasza Kwiecińskiego w Warszawie. Doświadczenie tego biura uzyskane w realizacji stadionów w Kielcach, Toruniu i Bielsku – Białej pozwala na koncentrację doświadczenia w krajowych warunkach realizacji budownictwa sportowego.

Literatura:

[1] PN –EN 13200 – 1 Obiekty widowiskowe, część 1: Wymagania dotyczące projektowani widowni, oraz normy związane 13200 – 2, 3, 4, 5, 6
[2] C. Borri , P. Biogini - Wind response of large roofs of stadium and arena. EACWE4 – konferencja Inżynierii Wiatrowej, Praga 2005
[3] J. Żurawski – Oddziaływanie wiatru na konstrukcje budowlane w ujęciu normy PN – EN 1991 – 1 – 4: 2008 Inżynieria i Budownictwo nr 7/2010
[4] A. Flaga z zespołem – Wind Tunnel tests of municipal stadium roof in Tarnów. Sprawozdanie z badań w tunelu aerodynamicznym

CITY STADIUM IN RZESZOW

Summary

The shape of new stade in Rzeszów is presented. The stade is designed for 18000 spectators as well for football as for the speedway championship. The original solution of the shape lies in folded 42 steel sectors of 14,20x41,00 m with 33,00 m cantilever over the spectators viewing area and speedway path. Inclined concrete trapezoidal plate is foreseen for dumping the noise, and hosting over the stade the wind gusts.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Stanisław KUŚ
Politechnika Rzeszowska

ROLA KONSTRUKTORA W KSZTAŁTOWANIU WSPÓŁCZESNEJ ARCHITEKTURY NA PRZYKŁADZIE PETERA RICE'A (1935 – 1992)

1. WPROWADZENIE

Stwierdzenie, że wybitne dzieła współczesnej architektury są wynikiem bliskiej, wspólnej twórczości architekta i konstruktora jest dzisiaj czymś oczywistym. Tak rozbudowana jest wiedza, nauka i podstawy teoretyczne i funkcjonalne współcześnie projektowanych obiektów użyteczności publicznej, sportu i innej działalności ludzkiej, że jedynie dzieło wspólne będące wynikiem różnego wykształcenia, wyobraźni i talentu zasługuje na miano wybitnej twórczości.

Nie jest bowiem możliwe równocześnie kształcenie młodych architektów w kształtowaniu przestrzeni, organizacji projektowania i koordynacji wymagań wielu dyscyplin składających się na pełnowartościową funkcję dzieła oraz na złożone wymagania matematyki, mechaniki współczesnych budowli i technologii burzliwie rozwijających się gałęzi materiałów budowlanych.

Różne jest wykształcenie młodych inżynierów w dziedzinie złożonych dyscyplin inżynierskich, takich jak: obliczenia mechaniczne ustrojów przestrzennych i podstawy kształtowania konstrukcji w zależności od trzech kryteriów racjonalnej konstrukcji, jakimi są: teoretyczna efektywność w zależności od przebiegu strumieni sił wewnętrznych, ekonomika i elegancja estetyczna gotowej budowli.

Ta bliska współpraca dotyczy oczywiście projektu koncepcyjnego, gdyż podział konkretnych zadań w fazie projektu budowlanego i wykonawczego jest naturalny, zależny od specjalności.

O tym, jak oczywiste jest współczesne rozumienie współautorstwa świadczy również interesujący cykl wspólnych wydawnictw RIBA – Królewskiego Stowarzyszenia Brytyjskich Architektów i inżynierskiego wydawnictwa Thomas Telford na temat wkładu inżynierów do współczesnej architektury. Dotychczas wydane zostały tomy o działalności Elado Dieste (Urugwaj, ceglane sklepienia), Heinza Islera (Szwajcaria, monolityczne łupiny żelbetowe) i Petera Rice'a (Irlandczyka, konstruktora ze znanego biura OVE ARUP) oraz znanych lokalnie Anthony'ego Hunta i Ovena Williamsa.

Peter Rice, będąc pionierem w wykorzystaniu oryginalnych programów komputerowych do geometrycznego określania kształtów złożonych konstrukcji (Sydney Opera), inicjatorem oryginalnych rozwiązań konstrukcyjnych szklanych elewacji (Centre Georges Pompidou i La Villette w Paryżu), wprowadzania przekryć z napiętych tkanin teflonowych zbrojonych włóknem szklanym (Stadion w Bari we Włoszech) był „rozrywany" przez największych architektów ubiegłego wieku: Richarda Rogersa, Normana Fostera,

Renzo Piano, I.M. Pei, Kisho Kurokawę i innych. Otrzymanie przez Petera Rice'a Złotego Medalu RIBA przełamało błędny i tendencyjny pogląd wygłoszony w 1925 r. przez sławnego Le Corbusiera: „inżynier powinien działać jako specjalista od obliczeń, a jego zadaniem jest mieścić się w zakresie działań ściśle racjonalnych". Ten fałszywy pogląd pokutuje do dziś wśród wielu architektów i inżynierów, również polskich.

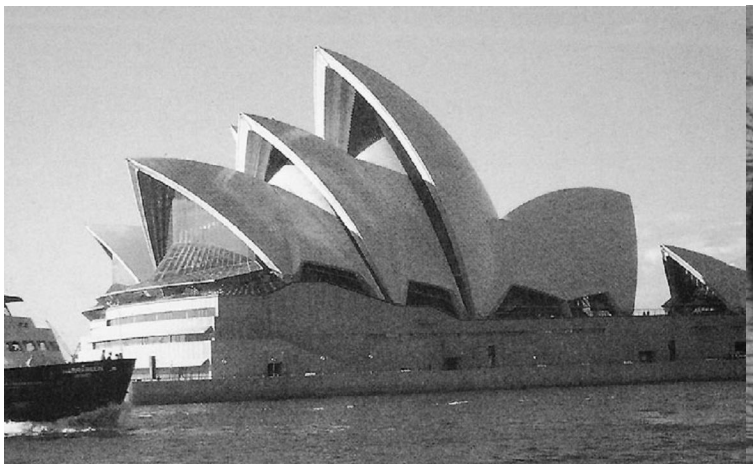
Odbierając w Londynie medal RIBA Peter Rice tak określił swoje posłannictwo: „Jeżeli ja mam jakąś filozofię, jeśli mam swój pogląd to nie określa on naszego udziału w projektowaniu jako quasi-architektów. Ludzie często nazywają mnie architektem-inżynierem. Jest to nonsens, jestem konkretnym, prostym i szczerym inżynierem". To stwierdzenie ma jedynie charakter ironicznego wyzwania, gdyż jako już uznany wybitny konstruktor wyrażał się kiedyś, że woli projektować we Francji niż w Anglii, gdyż w Anglii „inżynier" kojarzy się z maszyną „engine", podczas gdy we Francji z twórczością intelektualną „ingenium".

Myślę, że warto zastanowić się na czym konkretnie polegają osobiste osiągnięcia konstrukcyjne Petera Rice'a w zakresie skomputeryzowanej geometrii, konstrukcji szklanych elewacji budynków i teflonowych tkanin w przykryciach stadionów

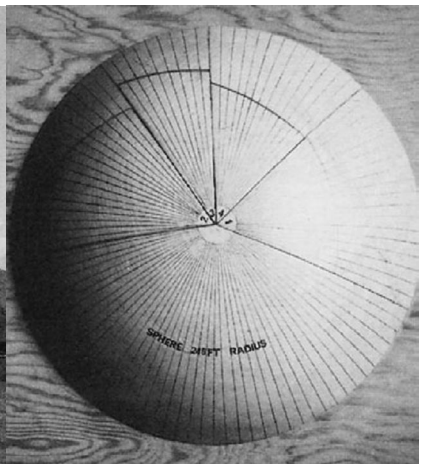
2. OPERA W SYDNEY

Projekt koncepcyjny Opery w Sydney był wynikiem międzynarodowego konkursu, który wygrał duński architekt– rzeźbiarz Jőrn Utzon.

Inspiracją do ukształtowania dwu sal koncertowych, restauracji i zespołu urządzeń publicznych było niewątpliwie skojarzenie widoku żagli (Australia!), dziobów mew morskich i lokalizacja w porcie Sydney (rys. 1).



Rys. 1. Sydney Opera – widok z boku



Rys. 2 . Sydney Opera geometria segmentów kuli o promieniu R = 75 m

Konstrukcję, niezdefiniowaną ściśle geometrycznie, opracowywało londyńskie biuro młodej wtedy firmy OVE ARUP (lata sześćdziesiąte ub. w.) duńskiego konstruktora. Pracowało w niej także wielu inżynierów Polaków z armii generała Andersa. Różnego rodzaju problemy finansowe, polityczne i międzyludzkie spowodowały przeciąganie się okresu projektowania przestrzennej konstrukcji, która z założenia miała być wykonana w żelbecie. Była zdefiniowana wizualnie i rysunkowo, natomiast trudności wykonawcze i zróżnicowanie geometryczne spowodowały problemy wykonawców. Rice, który był wtedy młodym, początkującym inżynierem (bez tytułu magistra), równocześnie rozmiłowanym w

matematyce specjalistą od symulacji komputerowych, zaproponował zdefiniowanie formy geometrycznej dla rzeźbiarskiej wyobraźni jako segmentów kuli o promieniu 75 m (rys. 2).

Segmenty te były wycinane wzdłuż południków kuli, ale ukośnie w stosunku do równoleżników. Po ustawieniu segmentów na węższych podstawach i połączeniu w zworniku uzyskano nie tylko geometryczny wymagany kształt pochyłych łuków trójprzegubowych, ale również ogromne ułatwienie prefabrykacji odrębnych, skomplikowanych użebrowanych segmentów.

Podzielono bowiem wyjątkowo złożony kształt powłok na 2 x 4 symetryczne pasujące do siebie półpowłoki połączone fragmentami żelbetu wykonanego na budowie. Po pokryciu powłok ukośnymi dachówkami uzyskano żądany efekt architektoniczny. Imponujący kształt gmachu Opery nie jest uzasadniony ani względami funkcjonalnymi ani architektonicznymi, wykonawczymi lub statycznymi. Jednak bez symulacji komputerowej trudno sobie wyobrazić jego rzeźbiarski kształt, a Peter Rice był jej twórcą.

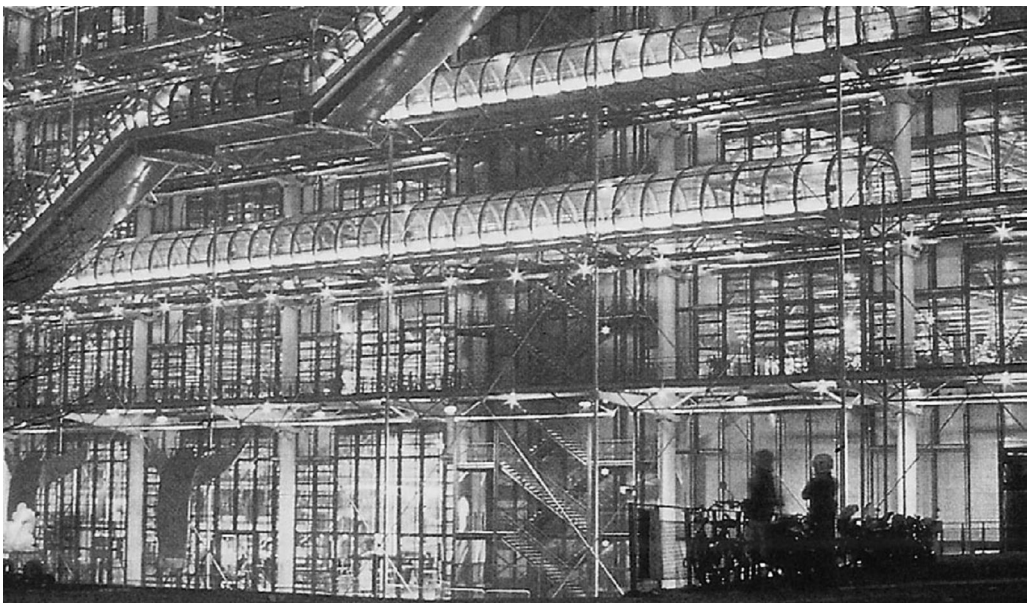
Przeniesienie Petera Rice'a na 3 lata z Londynu na budowę do Australii pozwoliło na pełne wykorzystanie jego zdolności.

Opera w Sydney stała się niekwestionowanym symbolem Australii i osiągnięciem współczesnej architektury.

3. CENTRUM G. POMPIDOU W PARYŻU

Szklane ściany stały się obecnie podstawowym wymaganiem nowoczesnego budownictwa, zarówno administracyjnego jak i użyteczności publicznej w naszym klimacie.

Dwa oryginalne rozwiązania konstrukcyjne zostały zrealizowane przez Rice'a w Paryżu. Jeżeli ściana szklana ma być przezroczysta, to jej konstrukcja powinna zajmować jak najmniejszą jej powierzchnię. Zwykle konstrukcja ram, szprosów i poziomych usztywnień jest stalowa. Jest ona równocześnie niezbędna ze względu na wymiary tafli szklanych oraz konieczność przeniesienia obciążeń ze stropów. Rozwiązaniem jest albo cofnięcie układu konstrukcyjnego do wnętrza budowli i pozostawienie na zewnątrz jedynie lekkiej konstrukcji samej ściany, jak zrobiono w konstrukcji Centrum Wystawienniczego Beaubourg w Paryżu, albo usztywnienie tafli szklanych na parcie i ssanie wiatru na cienkich napiętych płatwiach cięgnowych zdolnych do przeniesienia poziomego obciążenia o obu przeciwnych znakach.



Rys. 3. Centre Pompidou w Paryżu

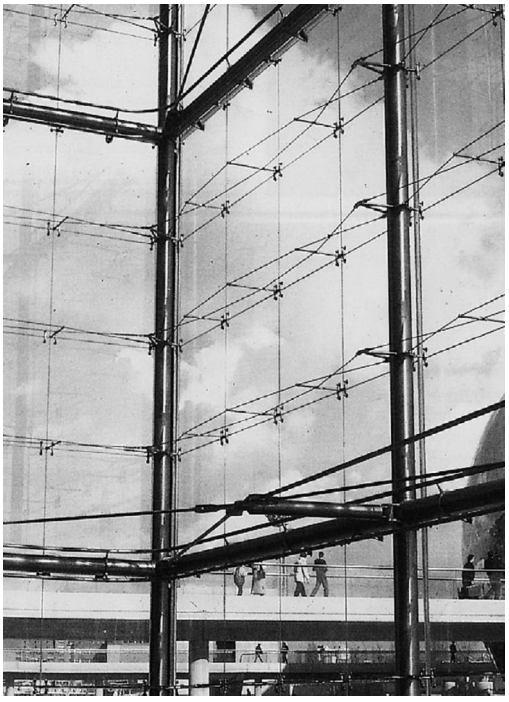
Ideą architektów Renzo Piano i Richarda Rogersa (wygrali konkurs, do którego zgłosiło się 680 uczestników) było brutalne pokazanie oszklonej elewacji 6-kondygnacyjnego muzeum zwanego Centre Georges Pompidou (od nazwiska patronującego mu prezydenta Francji).

Rice zaproponował system konstrukcji stropów typu mostów Gerbera, w którym potężne 48-metrowe kratownice stalowe są oparte przegubowo na wspornikach beleczek Gerbera (gerberettes).

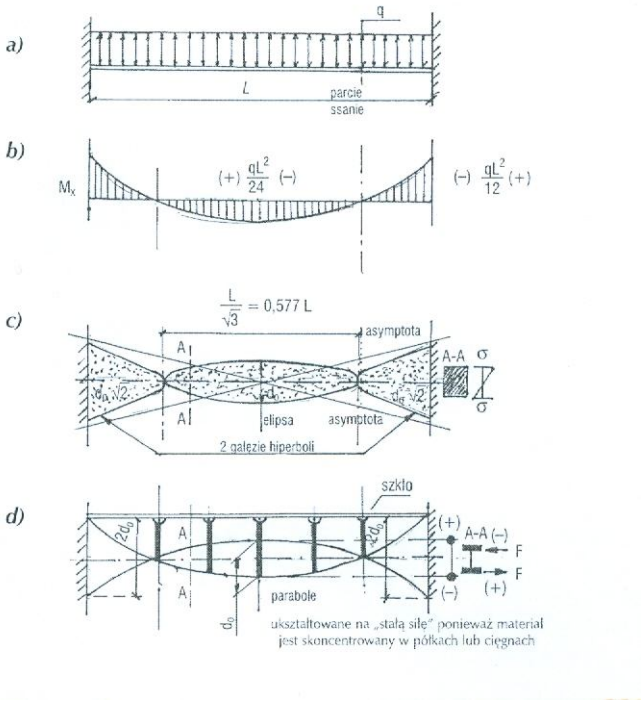
W tym rozwiązaniu stalowy ustrój nośny jest cofnięty 6 m do wnętrza budowli, szklane tafle elewacyjne opierają się na cienkich słupach rozciąganych zrównoważonych reakcjami od belek. Stąd reakcje te wynoszą po 280 kN, a słupy główne ściskane przenoszą po 1040 kN.

Tak wahliwy wieloprzegubowy ustrój budynku wymaga dodatkowych ukośnych usztywnień stalowych. Ale właśnie podstawowa idea konstrukcyjna leży w pokazaniu całej konstrukcji na zewnątrz.

O dużym znaczeniu skojarzeń z zakresu mechaniki budowli może w innowacjach konstrukcyjnych świadczyć również rozwiązanie detali. Za piękny i dający wiele refleksji przykład można przedstawić rozwiązanie płatwi przeszklonych ścian budynków. Rice zastosował je w Muzeum Technologii w La Villette pod Paryżem.



Rys. 4. Szklane ściany Muzeum Technologii La Villette, Paryż



Rys. 5. Schemat cięgnowych płatwi ścian szklanych La Villette

Wielkie płyty szklane muszą być podparte poziomo przez płatwie usztywniające całą połać łączonych tafli szyb na poziome parcie i ssanie wiatru. Płatwie te muszą mieć minimalną powierzchnię, aby nie kłócić się z zasadą przezroczystości całej ściany. Poziome, dwupasmowe, funikularne, napięte „beleczki" cięgnowe doskonale spełniają tę rolę. Kształt parabolicznych cięgien to przecież krzywa sznurowa (funikularna) belki utwierdzonej na podporach. A ugięcie pod obciążeniem wiatrem jest w przypadku belki utwierdzonej 5 razy mniejsze niż belki swobodnie podpartej. Z kolei wstępny naciąg obu pasów „belki"

powoduje, że eliminuje się siły ściskające od ssania lub parcia, gdyż wywołują one jedynie zmniejszenie lub wzrost wstępnych rozciągań w pasach.

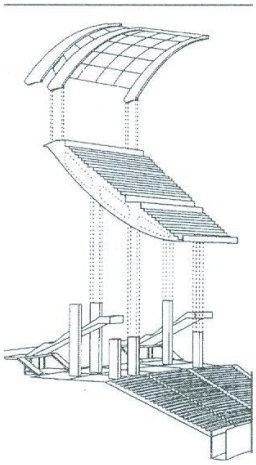
Oczywiście naciąg kilku poziomych „płatwi" musi być zrównoważony ściskanymi prętami poziomych rozpór. Osobnym zagadnieniem jest umocowanie tafli szyb na końcach stalowych łączników, pokazane na rys. 5d. Teoretyczne odległości pomiędzy cięgnami w przekroju środkowym i przekroju utwierdzenia mogą oczywiście być wyrównane.

Na rysunku pokazano również teoretyczny kształt funikularnej belki pełnościennej jako wielokrotnie większy od płatwi cięgnowej.

4. STADION ŚW. MIKOŁAJA W BARI

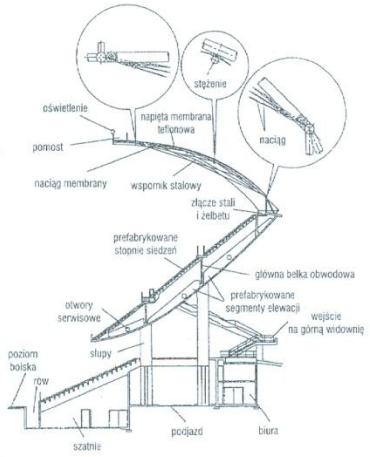
Oryginalnym rozwiązaniem konstrukcyjnym jest również projekt owalnego w planie stadionu św. Mikołaja w Bari (Apulia – Włochy), zbudowanego na Mundial 1991 r., z widownią na 58 000 widzów.

Istotą koncepcji funkcjonalnej i architektonicznej Renzo Piano było pełne oderwanie konstrukcji przekrycia dachowego od dwupoziomowej widowni, uniknięcie słupów wewnątrz widowni i pokazanie pochyłości widowni w postaci odwróconego stożka (tak jak zaprojektowano również w naszym katowickim Spodku). Rozwiązanie projektowe ilustruje schemat (rys. 6), widok gotowej konstrukcji – rys. 7, przekrój – rys. 8.



Rys. 6. Stadion w Bari – schemat segmentu przekrycia

Rys. 7. Stadion w Bari – widok segmentów konstrukcji



Rys. 8. Stadion w Bari – przekrój

Łagodny klimat śródziemnomorski powoduje, że głównym zadaniem przekrycia jest osłona przed słońcem i wiatrem.

Podział obwodu na 26 segmentów ułatwia prefabrykację zarówno stalowych zakrzywionych belek, jak i mocowanie zakotwień cięgien napinających tkaninę teflonową.

Aksonometryczny widok systemu konstrukcyjnego na rys. 6 i przekrój na rys. 8 pozwalają zrozumieć podział konstrukcji na dolną żelbetową widownię i stalową konstrukcję nośną z napiętą tkaniną. Tkanina posiada wytrzymałość 80 kN/m w obu kierunkach i pozwala na uzyskanie 4-krotnego zapasu bezpieczeństwa dla obciążenia wiatrem o wartości 2,8 kN/m2. Jest jednak stosunkowo mało przezroczysta, gdyż jej prześwit wynosi jedynie 13%. Jest to znacznie mniej niż obecnie stosowane płyty poliwęglanowe. Monolityczne są ramy żelbetowe, tj. słupy, rygle i 3 belki stężające, a prefabrykowane stopnie siedzeń widowni.

Ukłonem w kierunku estetyki widowni są prefabrykowane żelbetowe radialne półkoliste łupiny, które pozwalają na uzyskanie oryginalnej elewacji.

Najtrudniejsze niewątpliwie jest połączenie stalowego wspornika o wysięgu 14 do 27 m z zakończeniem żelbetowej ramy w miejscu największego momentu zginającego. Jest to jednak oryginalna prototypowa konstrukcja.

Pełna inicjatyw twórczych działalność Petera Rice'a obejmuje wiele innych znanych konstrukcji, jak piramida wejściowa w Luwrze w Paryżu, kościół Padre Pio z architektem Renzo Piano w San Giovanni Rotondo lub pawilon na wystawie EXPO w Sewilli. Ale wymienione trzy rodzaje konstrukcji wpłynęły istotnie na współczesną architekturę.

Literatura

[1] Engineer's Contribution to Contemporary Architecture Peter Rice – Andre Brown, RIBA Publication Thomas Telford Limited 2001.
[2] The San Nicola Stadium „Bari" – architect Renzo Piano, const. Peter Rice, Alistar Lenczner, Tristan Carfrae, Andrew Sedgwick.
[3] San Nicola Stadium, Bari, Italy – www.euro-inox.org

INFLUENCE OF STRUCTURAL ENGINEER ON SHAPING OF CONTEMPORARY ARCHITECTURE PETER RICE (1935 - 1992)

Summary

Excellent examples of modern architecture are always the result of manual cooperation of architect and structural engineer.

Basic difference in studies and professional duties: mathematics, mechanics of structures and function and shape of designed objects differ these disciplines. But the result of the design and its effectiveness, economy and elegance unify the authors.

Peter Rice an engineer of Ove Arup presents very good example of creativity in structures high estimated by famous architects. His high part in design of Sydney Opera, Centre Pompidou in Paris, structures of glass panel's elevations and Bari stadium is presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Joanna LENAR
PPH Transsystem S.A., Wola Dalsza
Lucjan ŚLĘCZKA
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska

KSZTAŁTOWANIE WIEŻY TELEKOMUNIKACYJNEJ O NIETYPOWYM KSZTAŁCIE

1. WSTĘP

W ostatnich latach najczęściej wznoszonymi obiektami budownictwa stalowego są bez wątpienia konstrukcje wsporcze stacji bazowych telefonii komórkowej. Związane jest to z niebywałym rozwojem tej formy komunikacji. Szacuje się, że liczba aktywnych telefonów komórkowych w Polsce przekroczyła już jakiś czas temu liczbę obywateli naszego kraju. Pomimo tego liczba stacji bazowych nadal wzrasta, co związane jest z nowymi usługami oferowanymi przez operatorów telefonii komórkowej oraz z koniecznością zapewnienia odpowiedniego pokrycia obszaru obsługiwanego przez system telefonii komórkowej.

Miarą sukcesu tej formy komunikacji jest liczba stacji bazowych, która przekracza w tej chwili 40 tysięcy.

Każda taka stacja bazowa, zwana często BTS-em (Base Transceiver Station), składa się z anten sektorowych, w liczbie od trzech do dziewięciu, kilku parabolicznych anten linii radiowych, odpowiednich urządzeń elektronicznych oraz konstrukcji nośnej podtrzymującej anteny. W obszarze zabudowanym do umieszczenia anten na dużej wysokości wykorzystuje się istniejące wysokie obiekty, takie jak kominy, wysokie budynki lub słupy reklamowe. Poza obszarem zabudowanym funkcję konstrukcji nośnej pełnią najczęściej stalowe wieże kratowe.

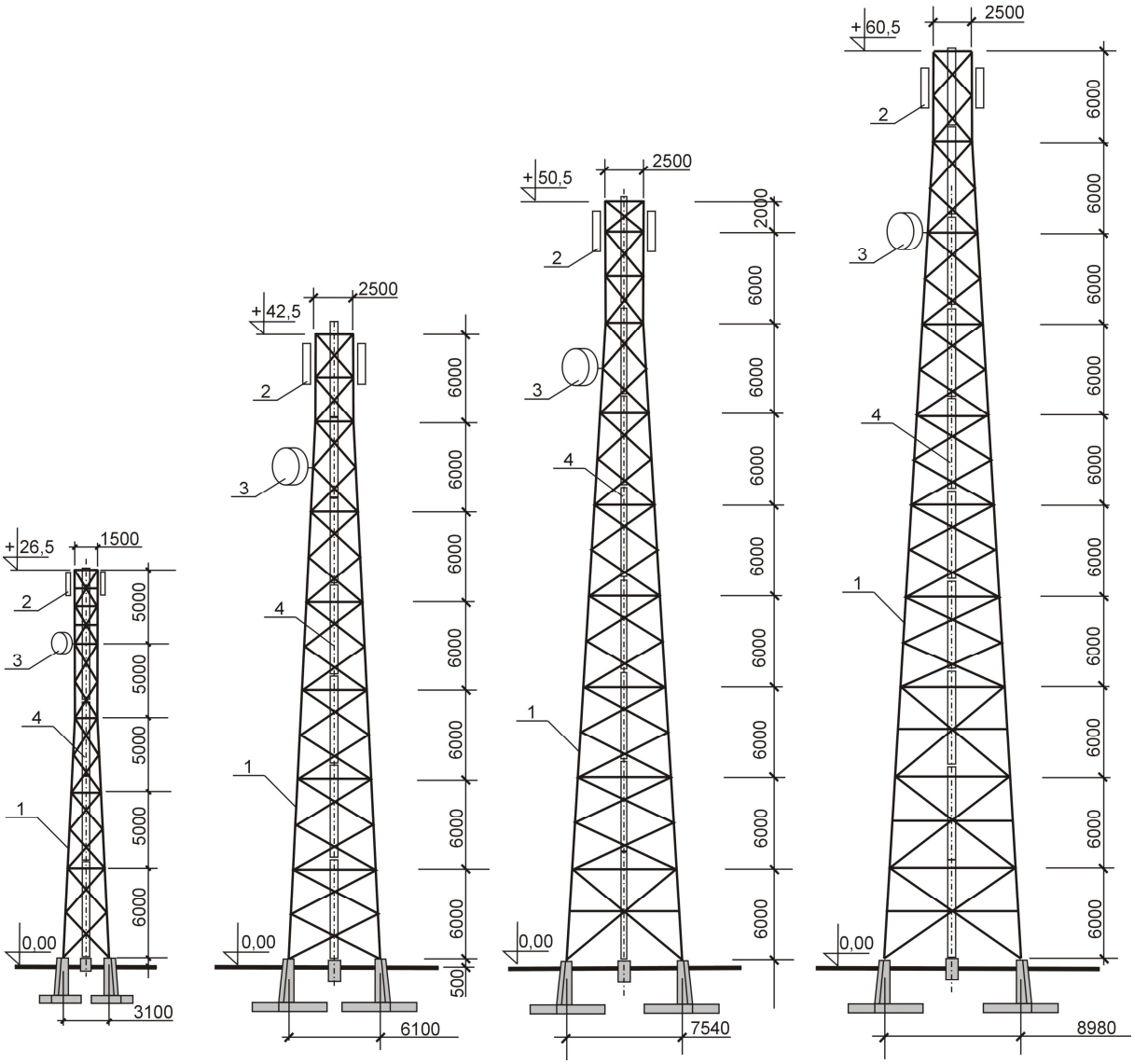
Większość z takich wież jest konstrukcjami typowymi, powielanymi na obszarze całego kraju, zaprojektowanymi w sposób bardzo ekonomiczny, z niskim zużyciem materiału, z uwzględnieniem łatwości wykonania i montażu, oraz z uwzględnieniem długoletniej ochrony antykorozyjnej. Trudno jednak oprzeć się wrażeniu, że obiekty takie słabo wykorzystują szansę stania się akcentami architektonicznymi danej okolicy lub drogowskazami, które mogłyby być charakterystycznym punktem krajobrazu. Jest to tym bardziej widoczne, że wieże tego typu sytuowane są w najwyższych częściach otaczającego terenu.

Niniejsza praca w pierwszej części stanowi przegląd wymagań stawianych stalowym wieżom telekomunikacyjnym oraz typowych sylwetek wież stosowanych na obszarze Polski. W drugiej części zaprezentowano przykład kształtowania wieży telefonii komórkowej spełniającej wymagania użytkowe związane z jej funkcją, lecz równocześnie posiadającą kształt odmienny od typowych wież.

2. WYMAGANIA PRZY PROJEKTOWANIU WIEŻ

Rozpatrywana wieża telefonii komórkowej jest konstrukcją, którą zaliczyć można do grupy wież antenowych. Jej główną funkcją jest wyniesienie na odpowiednią wysokość anten nadawczych i odbiorczych oraz umożliwienie właściwego dostępu do nich służbom technicznym operatora sieci.

Standardowa wysokość wież telefonii komórkowej wynosi około 40 m, jednak w zależności od potrzeb operatora stosuje się wieże o innych wysokościach, (rys. 1).



Rys. 1. Wybrane sylwetki wież projektu inż. Michała Lewandowskiego; 1- trzon wieży, 2- anteny sektorowe, 3- anteny radiolinii, 4 – trasa kablowa

Wieża antenowa powinna być zaopatrzona w anteny nadawcze i odbiorcze umieszczone na różnych wysokościach i ustawione w różnych azymutach. W telefonii komórkowej stosuje się dwa rodzaje anten: sektorowe i radiolinii.

Anteny sektorowe zapewniają łączność stacji bazowych z telefonami komórkowymi. Obecnie stosuje się anteny o polaryzacji krzyżowej, choć można jeszcze spotkać anteny o polaryzacji pionowej. Dla pokrycia zasięgiem całej przestrzeni dookoła stacji stosuje się

kilka zespołów anten, pokrywających sąsiadujące wycinki w poziomie, najczęściej 3 lub 4 anteny rozmieszczone dookoła stacji bazowej.

Anteny radiolinii są konieczne w celu realizacji łączności bezprzewodowej pomiędzy poszczególnymi stacjami bazowymi. W układach radioliniowych instalowane są anteny paraboliczne o różnych średnicach czaszy, od 0,3 do 3,0 m.

Wieża telekomunikacyjna poza antenami musi być wyposażona w system kabli (tzw. falowodów), zwykle zgrupowanych w postaci trasy o znacznej szerokości (ok. 0,5 m) biegnącej od dołu do samego wierzchołka wieży. Kable na dole podpięte są do urządzeń elektronicznych zamontowanych w kontenerze ustawionym obok wieży, na poziomie terenu. Dodatkowymi urządzeniami niezbędnymi w wyposażeniu wieży są drabiny komunikacyjne, pomosty spoczynkowe oraz obsługowe, uziemienie (ochrona odgromowa), zabezpieczenie przed aktami wandalizmu a także w razie potrzeby oświetlenie i oznaczenia ostrzegawcze.

Z uwagi na narażenie wież na działanie czynników atmosferycznych powinny one być projektowane z uwzględnieniem odpowiedniej trwałości.

3. PRZYKŁADY WIEŻ TELEFONII KOMÓRKOWEJ

3.1 Wieże o typowym kształcie

Klasyczne wieże telefonii komórkowej są najczęściej konstrukcjami kratowymi, przestrzennymi, o przekroju poprzecznym trzonu w postaci trójkąta lub kwadratu, lub rzadziej innego wielokąta foremnego. Krawężniki są z reguły zbieżne ku górze. Mogą być zbieżne prostoliniowo, lub mogą być to wieże o krawężnikach zbieżnych na pewnej wysokości a częściowo równoległych. Układ kraty w ścianach najczęściej przyjmowany jest w postaci kraty podwójnej typu –X, czasami z dodatkowymi słupkami. Przykład sylwetek wież projektu inż. Michała Lewandowskiego, jednych z najbardziej popularnych na obszarze naszego kraju pokazano na rysunku 1.

Obecnie coraz częściej, zwłaszcza przy niewielkich wysokościach stosuje się konstrukcje pełnościenne, o przekroju rury okrągłej.

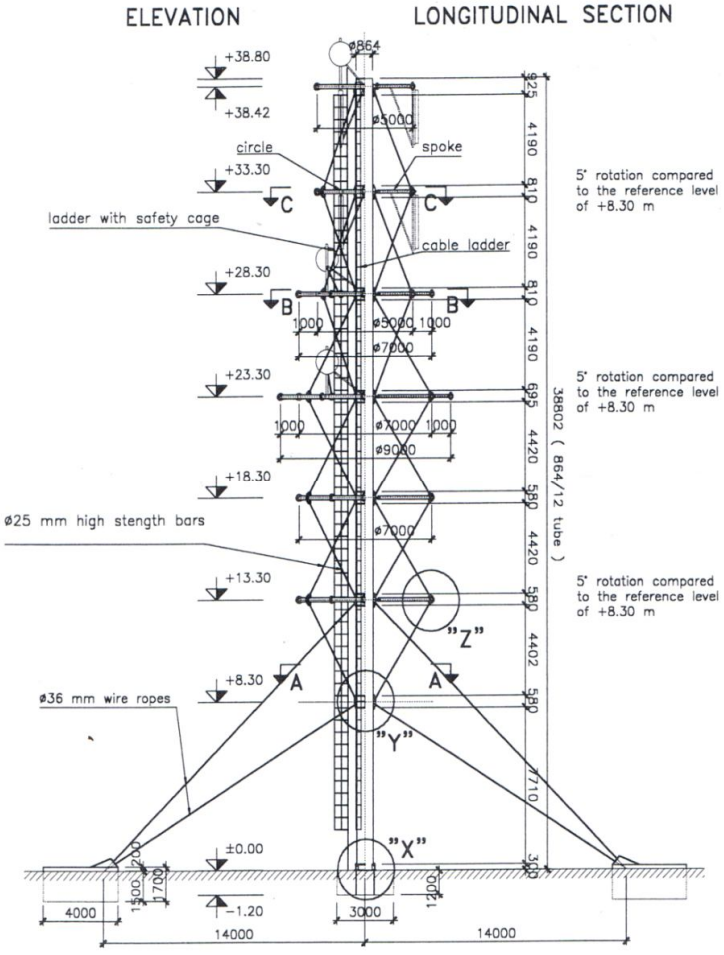
3.2 Wieże o nietypowym kształcie

Wieże o nietypowym kształcie są rzadkie. Wynika to przede wszystkim z prymatu optymalizacji kosztów.

Jednym z przykładów wieży o kształcie nieco odmiennym od typowego jest wieża telefonii komórkowej zaprojektowana przez firmę Ramböll o nazwie ID-tower, (rys. 2).

Wieża ta powstała przy współpracy duńskich architektów. Konstrukcja jest lekka i przejrzysta. Przekrój poprzeczny trzonu jest trójkątny. Jeden z krawężników jest pionowy i jest wykonany z uformowanej blachy, natomiast dwa pozostałe krawężniki mają przekrój rurowy i zbiegają się w kierunku szczytu. Wieża ma skratowanie z wiotkich prętów uzupełnionych słupkami. W pionowym, głównym krawężniku schowana jest trasa kablowa i drabina komunikacyjna. W konstrukcję wieży wbudowane są pomosty spoczynkowe oraz obsługowe. Przy wierzchołku wieży znajdują się dwie obręcze, zapewniające łatwe mocowanie anten. Stanowią one także ważny akcent wizualny wieży. Wieża ta jest próbą poszukiwania nowej estetycznej formy dla masowo stawianych obiektów telekomunikacyjnych. W roku 1999 ta seria wież otrzymała nagrodę Ministra Przemysłu i Handlu w Dani za wybitny projekt przemysłowy.

Rys. 2. Wieża Id-tower [1]



Rys. 3. Projekt wieży telefonii komórkowej wykonany przez Tamasa Kuty [2]

Drugim przykładem niecodziennej konstrukcji jest projekt wieżo-masztu telefonii komórkowej zaprojektowany przez Tamasa Kuty, węgierskiego studenta architektury. Projekt ten zwyciężył w konkursie ogłoszonym przez Pannon GSM [3].

Konstrukcja ta ma 38,8 m wysokości. Rurowy trzon jest podparty odciągami na dwu poziomach +8,30 oraz +13,3 m. Na każdym poziomie zastosowano liny rozchodzące się w sześciu kierunkach. Odciągi są zakotwione we wspólnych fundamentach, rozmieszczonych na obwodzie koła o promieniu 14 m, mierząc od osi trzonu. Stateczność trzonu zwiększają cięgna przymocowane do trzonu i napinane stalowymi obręczami rozmieszczonymi co 5m na wysokości trzonu. Aby uniknąć krzyżowania się lin, każde mocowanie lin jest obrócone o 5º w stosunku do mocowania umieszczonego niżej. Projekt tej konstrukcji jest bardzo nietypowy, przez co przyciąga uwagę obserwatora. Stwarza on jednak wiele problemów natury konstrukcyjnej i być może dla tego nie doczekał się swojej realizacji.

4. ANALIZY KONCEPCYJNE

4.1 Założenia

W przeprowadzonych analizach koncepcyjnych kształtowania wieży telefonii komórkowej przyjęto następujące założenia:

- wysokość wieży: H=40 m
- szerokość podstawy: b=1/8H=5 m
- szerokość wierzchołka trzonu: a=2 m
- średnica obręczy wsporczych dla anten: ϕ=5 m

Przyjęto wyposażenie wieży w sześć sztuk anten sektorowych Kathrein o wymiarach 2580x262x116 mm, trzy sztuki anten radiolinii o średnicy ϕ=1800 m, w trasę kablową o szerokości 0,5 m, drabinę komunikacyjną z systemem zabezpieczającym przed upadkiem oraz pomosty spocznikowe i obsługowe.

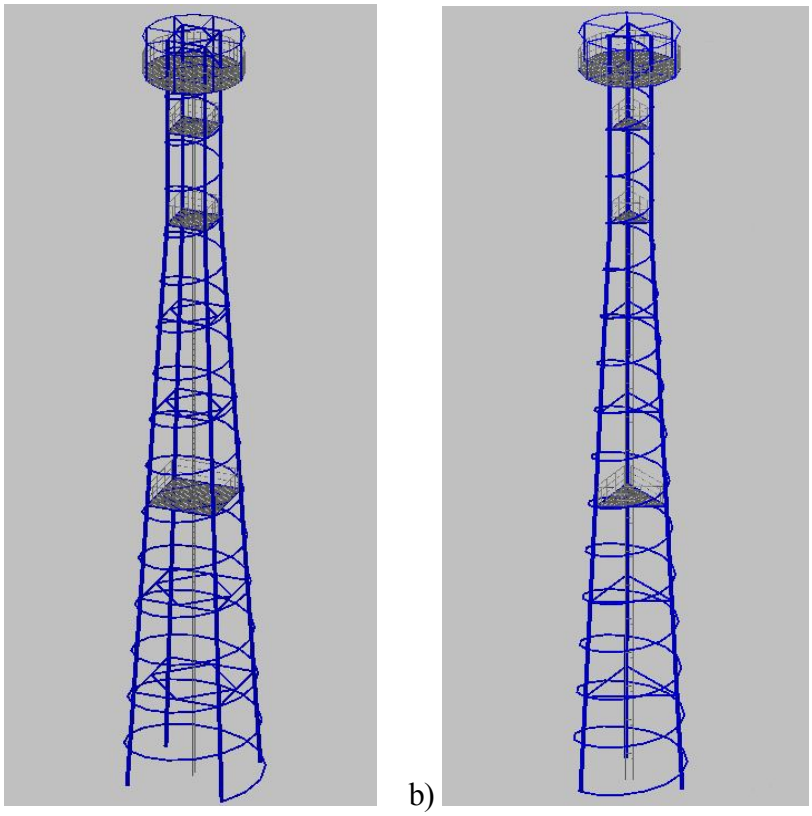
4.2 Rozważane sylwetki wieży

Sporządzono dwie grupy koncepcji [3].

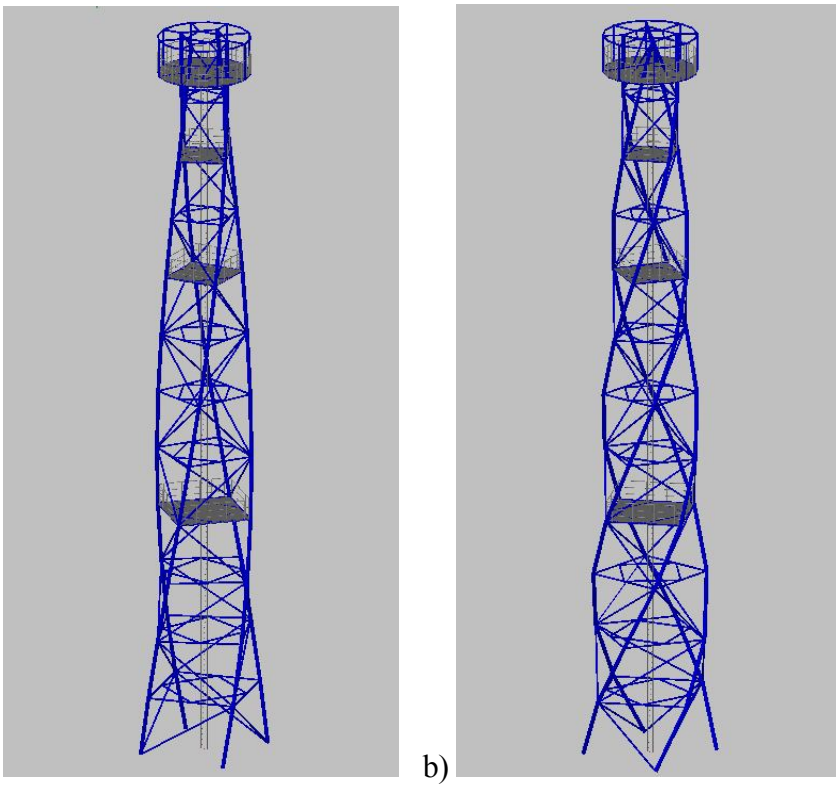
Pierwszą grupę tworzą wieże ze skratowaniem w postaci spirali przestrzennej, (rys. 4). W skład grupy wchodzą dwie wieże – jedna o kwadratowym przekroju trzonu, druga o trójkątnym. W obu przypadkach krawężniki są zbieżne do wysokości 30 m, a powyżej równoległe do siebie.

Na przykładzie tych wież można zauważyć jak zastosowanie nietypowego skratowania powoduje, że konstrukcja staje się nieprzeciętna.

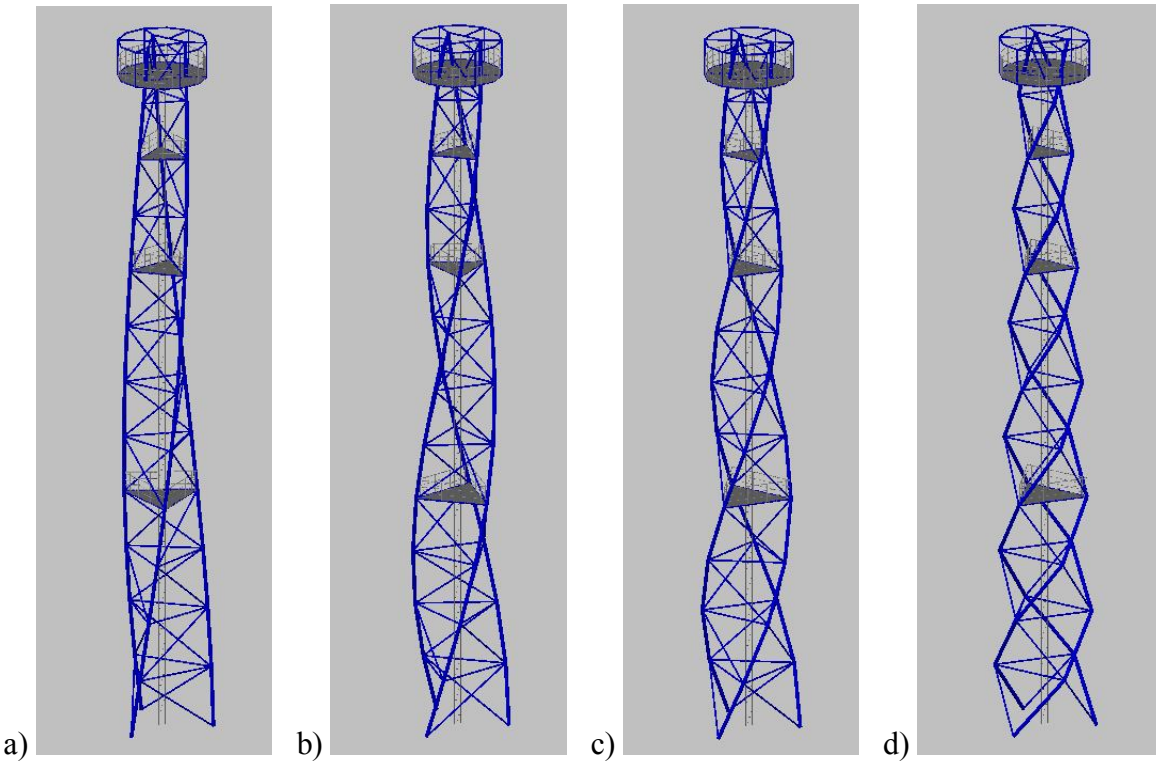
Drugą grupę koncepcji tworzą wieże „zakręcone”, powstałe przez obrót przekroju poprzecznego górnej części segmentu wokół osi pionowej o pewien kąt względem dolnej części segmentu. Wyróżnić tu można wieże o trzonie w przekroju kwadratowym i trójkątnym. W takich wieżach trudno odróżnić krawężniki od skratowania, wobec tego i krawężniki i skratowanie zaprojektowano w postaci prętów o tej samej średnicy, (rys. 5) i (rys. 6).



Rys. 4. Wieże ze skratowaniem w postaci spirali przestrzennej; a) wieża z trzonem o przekroju kwadratowym, b) wieża z trzonem o przekroju trójkątnym



Rys. 5. Wieże „zakręcone” o kwadratowym przekroju trzonu; a) obrót o kąt 11,25°, b) obrót o kąt 30°



Rys. 6. Wieże „zakręcone" o trójkątnym przekroju trzonu; a) obrót o kąt 10°, b) obrót o kąt 20°, c) obrót o kąt 30°, d) obrót o kąt 60°

4.3 Analiza statyczna i wymiarowanie

Do obliczeń statycznych i wymiarowania przyjęto dwie wieże prezentujące odmienny wygląd. Pierwsza z nich to wieża o kwadratowym przekroju poprzecznym trzonu, ze skratowaniem w postaci spirali przestrzennej, przedstawiona na rysunku 4a. Druga z nich jest to wieża „zakręcona", według rysunku 5b.

Przyjęto ich usytuowanie w I strefie obciążenia wiatrem, w terenie typu A według PN-B/77-02011 [4]. Wyróżniono oddziaływanie wiatru ciągłe i odcinkowe według PN-B-03204 [5].

Na modelu wieży stworzonym za pomocą programu Autodesk Robot Millenium 2009 przeprowadzono analizę statyczną i dynamiczną. Analiza dynamiczna pozwoliła wyznaczyć postacie i okresy drgań własnych, które posłużyły do wyznaczenia współczynnika dynamicznego działania porywów wiatru β. Analiza statyczna pozwoliła sprawdzić stany graniczne konstrukcji.

Obie wieże zaprojektowano z rur okrągłych. Założono wykonanie konstrukcji ze stali gatunku S355. Porównanie zaprojektowanych konstrukcji wież przedstawiono w Tablicy 1.

5. PODSUMOWANIE

Obie rozpatrywane wieże mają taką samą wysokość, szerokość podstawy i wierzchołka oraz takie samo wyposażenie. Przekrój poprzeczny trzonów obu tych wież jest kwadratem. Obie koncepcje posiadają wiele cech wspólnych, różnią się jednak zupełnie jeśli chodzi o wygląd zewnętrzny i wrażenia estetyczne.

Biorąc pod uwagę cechy mierzalne należy zauważyć, że obie rozpatrywane wieże

charakteryzują się większym zużyciem stali w stosunku do wież typowych (Tablica 1). W obu wypadkach zużycie to wynika po części z konserwatywnego określenia wielkości parcia wiatru na trzon wieży. W przypadku wież typowych norma [4] podaje nomogramy służące do określenia współczynników aerodynamicznych. W przypadku wież o kształtach „przestrzennych" określenie wielkości parcia wiatru jest trudniejsze. Dodatkowo, na większe zużycie stali w przypadku wieży ze skratowaniem w postaci spirali przestrzennej (rys. 4a) wpływa dodatkowe zginanie zakrzywionych prętów skratowania wywołane siłą podłużna od ściskania lub rozciągania pręta. W przypadku wieży „zakręconej" wszystkie pręty trzonu (poza poziomymi słupkami) są po części krawężnikami a po części skratowaniem, co wpływa na wielkość sił przez nie przejmowanych.

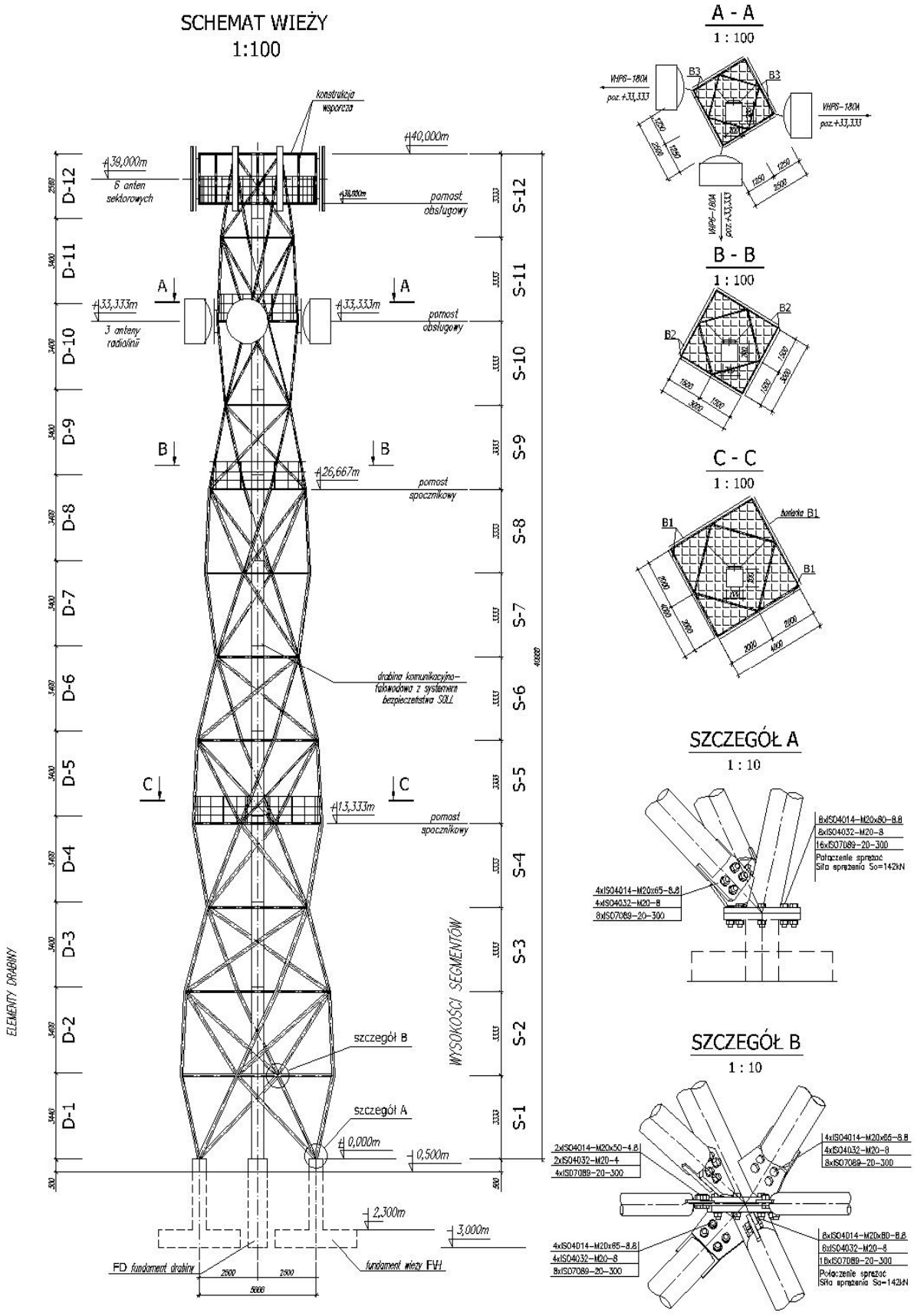
Tablica 1. Porównanie rozpatrywanych koncepcji

	Wieża ze skratowaniem w postaci spirali przestrzennej, według rys. 4a	Wieża zakręcona, według rys. 5b
Zużycie stali na trzon wieży	14,4 t	12,3 t
Wypadkowa obciążenia wiatrem (wartość charakterystyczna)	49 kN	68 kN
Przemieszczenie wierzchołka wieży w SGU	217 mm	177 mm
Obrót wierzchołka wieży w SGU	0,06°	0,29°

Jak widać z danych zamieszczonych w Tablicy 1 wieża „zakręcona" wydaje się bardziej efektywna konstrukcyjnie. Jest nieco lżejsza, jak i charakteryzuje się większą sztywnością. Wydaje się również, że jej wykonawstwo w stosunku do wieży ze skratowaniem w postaci spirali jest łatwiejsze, pomimo większej liczby prętów.

Na rysunku 7 pokazano jej sylwetkę z widokiem na szczegóły połączeń najbardziej charakterystycznych węzłów [3].

Projektowanie wież o kształtach odmiennych od typowego, jest obarczone większym nakładem pracy podczas analizy i projektowania, jak również najczęściej jest związane z większymi kosztami wytwarzania i z większym zużyciem stali. Wydaje się jednak, że w niektórych przypadkach takie koszty mogłyby zostać poniesione, gdyż rekompensatą jest konstrukcja, która może stanowić nietypowy akcent architektoniczny, co jest szczególnie istotne w obszarach atrakcyjnych turystycznie.



Rys. 7. Sylwetka wieży „zakręconej”

Literatura

[1] The Id-tower. New aesthetic tower design. Materiały reklamowe firmy Ramböll.
[2] Feasibility study of the winner design of the Pannon mast design competition. IASS. Working group for mast and towers. September 12-16, 1999 Kraków.
[3] Lenar J.: Projekt wieży telefonii komórkowej o nietypowym kształcie. Praca dyplomowa magisterska. Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2010.
[4] PN-B/77-02011. Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
[5] PN-B-03204. Konstrukcje stalowe. Wieże i maszty. Projektowanie i wykonanie.
[6] Autodesk Robot Millenium 2009.

FORMING OF UNTYPICAL SHAPE OF LATTICE TELECOMMUNICATION TOWER

Summary

First part of this paper presents requirements for designing of steel lattice telecommunication towers and presents typical shapes of such towers used in Poland. Second part is devoted to forming new aesthetic type of tower, which can become an architectural fit into the landscape. Various draft proposals were made, and after that two towers were analyzed in details.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Mariusz MAŚLAK
Politechnika Krakowska

CZĘŚCIOWE WSPÓŁCZYNNIKI BEZPIECZEŃSTWA W WYJĄTKOWEJ SYTUACJI POŻARU - PRZYCZYNEK DO DYSKUSJI

1. WPROWADZENIE

W klasycznym, normowym podejściu do oceny bezpieczeństwa elementu konstrukcji w podstawowej sytuacji projektowej na ogół przyjmuje się że stan graniczny nośności zostaje osiągnięty w chwili gdy określona dla tego elementu wartość obliczeniowa miarodajnego efektu obciążenia E_d przewyższy poziom determinowany przez jego obliczeniową nośność R_d. Sumaryczny efekt E_d ustala się przy tym rozważając najbardziej niekorzystną z punktu widzenia pracy statycznej kombinację oddziaływań zewnętrznych oraz sił wewnętrznych generowanych jako skutek ograniczenia swobody odkształceń. Zgodnie z odpowiednią regułą kombinacyjną postulowaną w PN-EN 1990 [1] akceptuje się zasadę, że podstawowemu (wiodącemu) obciążeniu zmiennemu o wartości obliczeniowej $\left(\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\right)$ w danej chwili czasu towarzyszą relatywnie zredukowane pozostałe obciążenia zmienne, ograniczone do wartości kombinacyjnych $\left(\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}, \psi_{0,i}<1, i>1\right)$. Chwili czasu, dla której spełniona jest równość $E_d = R_d$ nie można jednak łączyć bezpośrednio z destrukcją elementu i wyczerpaniem możliwości przenoszenia przyłożonych obciążeń, co nie zawsze jest dostrzegane. Oznacza ona jedynie moment, licząc od którego prawdopodobieństwo awarii elementu p_f staje się już na tyle duże, że nie może być dalej akceptowane. Specyfikacja granicznych wartości zmiennych losowych, odpowiednio efektu obciążenia E_d i nośności R_d, skutkuje jednak fundamentalną zmianą w rozumieniu samej awarii. Nie jest to już teraz przypadek takiej losowej realizacji, dla której $E \geq R$, a więc:

$$p_{f1} = \Pr\left(E \geq R\right) \tag{1}$$

W nowym ujęciu dla zapewnienia bezpiecznej eksploatacji wykluczyć należy trzy niezależne przypadki: gdy $E_d > R_d$, ale także gdy $E \geq E_d$ albo $R \leq R_d$. Ostatecznie:

$$p_{f2} = 1 - \Pr\left(E_d < R_d \cap E < E_d \cap R > R_d\right) = 1 - \Pr\left(E_d < R_d\right) \cdot \Pr\left(E < E_d\right) \cdot \Pr\left(R > R_d\right) > p_{f1} \tag{2}$$

Jest faktem powszechnie znanym, że zawsze $p_{f1} < p_{f2}$. Ilościowa różnica pomiędzy tak zdefiniowanymi prawdopodobieństwami jest znaczna. Często dochodzi do kilku rzędów wielkości. Wiąże się to z koniecznością odmiennej kalibracji granicznych, możliwych do zaakceptowania (wymaganych), poziomów bezpieczeństwa $p_{f1,req}$ i $p_{f2,req}$, co trzeba wyraźnie podkreślić. Rozważmy sytuację gdy $E > E_d$. Nie musi ona oznaczać awarii przy definicji zgodnej z zależnością (1). Do bezpiecznego przeniesienia obciążeń wystarczy wtedy bowiem równoczesne spełnienie nierówności $E < R$. Podobnie, jeśli $R < R_d$ to przy prawdziwości $E < R$ nie ma powodu do niepokoju. Obie sytuacje nie są jednak uznawane za bezpieczne przy rozumieniu awarii zgodnym z formułą (2). Trzeba przy tym zaznaczyć, że nie ma formalnego zakazu przewyższenia dopuszczalnego efektu obciążenia $(E > E_d)$ ani zaniżenia wymaganej nośności $(R < R_d)$. Takie przypadki mogą zachodzić niejako w pełni legalnie. Chodzi tylko o to, aby prawdopodobieństwo tego typu zdarzeń było ograniczone i odpowiednio małe.

Drugą, istotną konsekwencją wprowadzenia granicznych wartości E_d i R_d jest rozdzielenie globalnej analizy bezpieczeństwa, na dwie odrębne analizy cząstkowe, związane odpowiednio z efektem oddziaływań i nośnością elementu. W sensie matematycznym przekłada się to na rezygnację z precyzyjnej analizy dwuwymiarowego rozkładu gęstości prawdopodobieństwa i zastąpienie jej uproszczonym podejściem bazującym na rozpatrywaniu jedynie jednowymiarowych rozkładów brzegowych. Tego typu zabieg pozwala w efekcie na definiowanie częściowych miar bezpieczeństwa, oddzielnych dla każdej ze stron globalnego warunku $E < R$.

2. GLOBALNY I CZĘŚCIOWY WARUNEK BEZPIECZEŃSTWA

Jeśli rozpatrywać technikę analizy kompatybilną ze stosowaną w normach metodą stanów granicznych, to globalny warunek bezpieczeństwa ma postać:

$$p_f = p_{f2} < p_{f,ult} = p_{f2,ult} \tag{3}$$

Wygodnie jest zapisywać go w innej postaci, z wykorzystaniem globalnego wskaźnika β:

$$\beta > \beta_{req} \tag{4}$$

Wymagana wartość wskaźnika, czyli β_{req}, jest powiązana z dopuszczalnym prawdopodobieństwem $p_{f,ult} = p_{f2,ult}$. W szczególności jeśli zmienne losowe E i R opisane są rozkładem normalnym lub log-normalnym, to zachodzi:

$$p_{f,ult} = \Phi(-\beta_{req}) \rightarrow \beta_{req} = -inv\Phi(p_{f,ult}) \tag{5}$$

przy czym $\Phi(\cdot)$ oznacza dystrybuantę standaryzowango rozkładu normalnego (dostępną w tablicach statystycznych funkcję Laplace'a), natomiast $inv\Phi$ - funkcję do niej odwrotną. Prawdopodobieństwo $p_{f,ult}$ będzie określone w sposób jednoznaczny dopiero po przyjęciu odpowiedniego okresu odniesienia. Zwykle ustala się go na poziomie $n = 50$ lat. Często jednak stosuje się okresy jednoroczne. W ogólności, jeżeli prawdopodobieństwo $p_{f,ult}$ odniesione do 50-letniego okresu odniesienia jest znane, to można wyliczyć analogiczne prawdopodobieństwo skojarzone z okresem $n \neq 50$ lat. Wystarczy posłużyć się równaniem:

$$\Phi(\beta_{50}) = 1 - \Phi(-\beta_{50}) = \Phi(\beta_n)^{50/n} \tag{6}$$

co dla okresu $n = 1$ rok daje:

$$\Phi(\beta_1)^{50} = \Phi(\beta_{50}) \tag{7}$$

Przyjęcie wybranej wartości β_{req} oznacza akceptację odpowiednich wymagań bezpieczeństwa. Tego typu podejście stanowi podstawę dla zdefiniowania tak zwanych klas niezawodności (RC). W ujęciu proponowanym w PN-EN 1990 [1] wyróżnia się trzy podstawowe klasy (Tablica 1 – w tabeli podano dodatkowo wartości prawdopodobieństw $p_{n,f,ult}$ odpowiadające poszczególnym wymaganym wskaźnikom $\beta_{n,req}$ [2]):

Tablica 1. Klasy niezawodności według PN-EN 1990 [1].

Klasa niezawodności	Wymagania bezpieczeństwa	β_{req} dla okresu odniesienia:	
		1 rok	50 lat
RC3	podwyższone	$\beta_{1,req} = 5{,}2 \left(p_{1,f,ult} \approx 9{,}9 \cdot 10^{-8}\right)$	$\beta_{50,req} = 4{,}3 \left(p_{50,f,ult} \approx 8{,}5 \cdot 10^{-6}\right)$
RC2	zwykłe	$\beta_{1,req} = 4{,}7 \left(p_{1,f,ult} \approx 1{,}3 \cdot 10^{-6}\right)$	$\beta_{50,req} = 3{,}8 \left(p_{50,f,ult} \approx 7{,}2 \cdot 10^{-5}\right)$
RC1	obniżone	$\beta_{1,req} = 4{,}2 \left(p_{1,f,ult} \approx 1.3 \cdot 10^{-5}\right)$	$\beta_{50,req} = 3{,}3 \left(p_{50,f,ult} \approx 4{,}8 \cdot 10^{-4}\right)$

Są one jakościowo różne od analogicznych klas zaproponowanych w rekomendacjach JCSS [3], [5]. Wyszczególnienie sformalizowanych klas niezawodności umożliwia dobór elementów konstrukcyjnych w sposób bardziej ekonomicznie uzasadniony, w zasadzie nie jest jednak konieczne. Zauważmy, że w ogólności projektant może dowolnie dobierać wartości β_{req}, traktując dane z Tablicy 1 jedynie jako pewne poziomy odniesienia.

Warunek bezpieczeństwa zapisany w postaci odpowiadającej nierówności (3) lub (4) determinuje minimalną odległość, która musi dzielić wartości średnie $\overline{E}$ i $\overline{R}$ aby prawdopodobieństwo p_{f2} było możliwe do zaakceptowania. W istocie, z formuły:

$$p_{f2} = \Phi(-\beta) = \Phi\left[\frac{-\left(\overline{R} - \overline{E}\right)}{\sqrt{\overline{R}^2 v_R^2 + \overline{E}^2 v_E^2}}\right] < p_{f2,ult} = \Phi\left(-\beta_{req}\right) \tag{8}$$

wynika natychmiast:

$$\overline{\gamma} = \frac{\overline{R}}{\overline{E}} > \frac{1 + \beta_{req}\sqrt{v_R^2 + v_E^2 - \beta_{req}^2 v_R^2 v_E^2}}{1 - \beta_{req}^2 v_R^2} \tag{9}$$

przy czym wielkości oznaczone przez v_R i v_E są odpowiednimi współczynnikami zmienności określonymi dla nośności elementu i miarodajnego efektu obciążenia i stanowią miarę rozrzutu tych zmiennych. Współczynnik $\overline{\gamma}$ ma interpretację globalnego centralnego (średniego) współczynnika bezpieczeństwa. Jeżeli zatem zmienność pierwszego i/lub drugiego składnika w wyrażeniu (9) wzrośnie, to prawdopodobieństwo p_{f2} także okaże się

większe. Do utrzymania stałego poziomu bezpieczeństwa konieczne jest więc równoczesne zwiększenie odległości pomiędzy $\overline{R}$ i $\overline{E}$. Wprowadzenie do analizy wartości obliczeniowych, odpowiednio R_d i E_d, określa stan graniczny nośności na poziomie równowagi $E_d = R_d$, co pozwala na zdefiniowanie zakresu bezpiecznej eksploatacji elementu, zgodnie z zależnością:

$$\gamma_d = \frac{R_d}{E_d} = \frac{1-\beta_R \nu_R}{1+\beta_E \nu_E}\bar{\gamma} > 1 \tag{10}$$

Współczynnik γ_d jest w tym przypadku globalnym obliczeniowym współczynnikiem bezpieczeństwa. Wartości R_d i E_d zdefiniowano jako kwantyle, odpowiednio dolny i górny, rozkładów prawdopodobieństwa zmiennych R i E, ustalone przy założeniu akceptowanego prawdopodobieństwa zaniżenia $p_{fR} = p_{fR,ult}$ lub przewyższenia $p_{fE} = p_{fE,ult}$. Postać wzoru (10) wymaga aby były to rozkłady typu normalnego. Kwestia wyspecyfikowania wartości prawdopodobieństw $p_{fR,ult}$ i $p_{fE,ult}$ odgrywa w analizie bezpieczeństwa powiązanej z klasyczną metodyką stanów granicznych rolę kluczową. Przekłada się ona w sposób bezpośredni na zadanie jednoznacznego określenia wymaganych wartości częściowych wskaźników bezpieczeństwa $\beta_{R,req}$ i $\beta_{E,req}$. Kładąc $R = R_d$ oraz $E = E_d$ otrzymuje się:

$$\beta_{R,req} = \frac{\overline{R} - R_d}{\overline{R}\nu_R} \qquad \text{oraz} \qquad \beta_{E,req} = \frac{E_d - \overline{E}}{\overline{E}\nu_E} \tag{11}$$

Z drugiej strony należy pamiętać, że wskaźniki te wynikają z podziału wskaźnika globalnego β_{req}, tak że:

$$\beta_{R,req} = \alpha_R \beta_{req} \qquad \text{i} \qquad \beta_{E,req} = \alpha_E \beta_{req} \qquad \text{przy czym} \quad \alpha_R, \alpha_E < 1 \tag{12}$$

Istnieje wiele możliwych i statystycznie uzasadnionych sposobów podziału globalnego wskaźnika bezpieczeństwa. Autor niniejszego opracowania skłania się do zalecenia przyjmowania wartości $\alpha_R = 0{,}8$ i $\alpha_E = 0{,}7$, co jest zgodne z rekomendacjami normy PN-EN 1990 [1]. Tego typu podział wynika z połączenia klasycznych reguł kalibracji i postulatu optymalizacji miar bezpieczeństwa, przy czym funkcją celu jest maksymalizacja korzyści możliwych do uzyskania. Trzeba podkreślić, że budzi on wciąż wiele kontrowersji, nie spełnia bowiem tradycyjnego kryterium kosinusów kierunkowych ponieważ $\sqrt{0{,}8^2 + 0{,}7^2} = 1{,}063 \neq 1$. Kryterium to nie ma jednak charakteru warunku koniecznego. W rezultacie globalny warunek bezpieczeństwa zapisany formułą (4) uzupełniają dwa warunki częściowe sprowadzone do postaci:

$$\beta_R = 0{,}8\beta = \frac{\overline{R} - R}{\overline{R}\nu_R} > \beta_{R,req} = 0{,}8\beta_{req} \qquad \beta_E = 0{,}7\beta = \frac{E - \overline{E}}{\overline{E}\nu_E} > \beta_{E,req} = 0{,}7\beta_{req} \tag{13}$$

3. MIARY BEZPIECZEŃSTWA W SYTUACJI POŻARU

W dalszych rozważaniach wartości obliczeniowe podstawowych zmiennych losowych E i R odniesione do wyjątkowej sytuacji projektowej pożaru rozwiniętego będą wyróżniane

dodatkowym indeksem dolnym fi (fire). Brak tego oznaczenia oznaczać będzie, że dotyczą one typowego przypadku opisanego regułami kombinacji podstawowej (czyli projektowania bez uwzględniania wpływów pożaru). Do szczegółowej analizy wybrano prosty przykład swobodnie podpartej belki stalowej o rozpiętości $L\,[\mathrm{m}]$, obciążonej równomiernie rozłożonymi obciążeniami - stałym $g\,[\mathrm{kN/m}]$ i zmiennym $q\,[\mathrm{kN/m}]$. Belkę wykonano ze stali, dla której charakterystyczna granica plastyczności wynosi $f_{yk}\,[\mathrm{MPa}]$. Wskaźnik zginania przekroju poprzecznego W rozumie się jako $W = W_{pl}$ jeśli przekrój zalicza się do klasy 1 lub 2, albo jako $W = W_{el}$ gdy klasyfikuje się go do klasy 3. Stopień redukcji granicy plastyczności stali w temperaturze pożarowej określa parametr $k_{y,\Theta}$, taki że $f_{y,\Theta} = k_{y,\Theta} f_{yk}$. Wartości tego współczynnika podano w normie PN-EN 1993-1-2 [4]. Zauważmy, że w sytuacji pożaru, przy uwzględnieniu jedynie czystego zginania, charakterystyczna nośność przekroju poprzecznego maleje ze wzrostem temperatury stali $\Theta_a\,[^{\mathrm{o}}C]$ proporcjonalnie do redukcji granicy plastyczności f_{yk}, bowiem:

$$R_{fi,k} = W k_{y,\Theta} f_{yk} \tag{14}$$

Trzeba jedynie założyć, że przez cały czas pożaru nie ulega zmianie wartość W, która dzięki temu może być interpretowana jako współczynnik proporcjonalności. Tego typu założenie w zasadzie wymaga przyjęcia równomiernego rozkładu temperatury w całym przekroju poprzecznym. Przy nierównomiernym ogrzaniu belki wraz z narastaniem temperatury stali może bowiem zmieniać się także położenie osi obojętnej.

Zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 1991-1-2 [4] obliczeniową nośność elementu w pożarze $R_{fi,d}$ wyznacza się w oparciu o wartość charakterystyczną $R_{fi,k}$, dzieląc ją przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_{M,fi}$. W rozważanym przykładzie zachodzi:

$$R_{fi,d} = \frac{R_{fi,k}}{\gamma_{M,fi}} = W k_{y,\Theta} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi}} = W k_{y,\Theta} f_d \frac{\gamma_M}{\gamma_{M,fi}} \tag{15}$$

gdzie $f_d = f_{yk} / \gamma_M$ jest obliczeniową wytrzymałością stali, określoną w temperaturze pokojowej. W cytowanej powyżej normie sugeruje się jednak przyjmowanie że współczynnik $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$.

Oznacza to akceptację założenia, że obliczeniową nośność przekroju w pożarze wyznacza się na poziomie charakterystycznej granicy plastyczności stali. Takie postępowanie daje w efekcie dodatkową rezerwę bezpieczeństwa. Trzeba jednak wyraźnie zaznaczyć, że tego typu rezerwa wiąże się nieuchronnie z usankcjonowaniem przez prawo bardzo wysokiej wartości prawdopodobieństwa $p_{fR,ult}$, co nie zawsze jest dostrzegane.

Przy szacowaniu wartości obliczeniowej miarodajnego efektu obciążenia $E_{fi,d}$ stosuje się regułę kombinacji działań dostosowaną do wyjątkowej sytuacji projektowej. W szczególności na podstawie normy PN-EN 1990 [1] zachodzi:

$$E_{fi,d} = E\left[\sum_{j\geq 1}^{m} G_{k,j} + A_d + \left(\psi_{1,1} \text{ lub } \psi_{2,1}\right) Q_{k,1} + \sum_{i>1}^{n} \psi_{2,i} Q_{k,i}\right] \tag{16}$$

Tak więc sumowaniu podlegają efekty cząstkowe pochodzące od obciążeń stałych

o wartościach charakterystycznych i od obciążeń zmiennych o wartościach częstych $\psi_{1,i}Q_{k,i}$ lub prawie stałych $\psi_{2,i}Q_{k,i}$ w przypadku obciążenia dominującego $(i=1)$ oraz o wartościach prawie stałych w przypadku pozostałych obciążeń $(i>1)$. Składnik A_d jest w tym przypadku miarą efektów wywołanych przez siły wewnętrzne generowane w elemencie na skutek ograniczenia swobody odkształceń termicznych. Przyjmuje się, że rozpatrywana temperatura elementu nie jest odzwierciedleniem pojedynczej, losowej realizacji ale ma uzasadnioną statystycznie interpretację temperatury obliczeniowej. Powyższa reguła kombinacyjna została potwierdzona w normie PN-EN 1991-1-2 [4]. Arkusz krajowy do tej normy zawiera jednak wskazanie aby spośród dwóch możliwości dostępnych dla określenia miarodajnej wartości obciążenia wiodącego (dominującego) wybrać tę, która wiąże się z jego wartością prawie stałą. Prowadzi to do zasadniczego uproszczenia reguły (16). Wyraża się ona teraz formułą:

$$E_{fi,d}=E\left(\sum_{j\geq 1}^{m}G_{k,j}+A_d+\sum_{i\geq 1}^{n}\psi_{2,i}Q_{k,i}\right) \tag{17}$$

Dla jasności przekazu i czytelności interpretacji przyjmuje się, że w rozpatrywanym przykładzie jedna z podpór jest podporą przesuwną. Ze wzrostem temperatury Θ_a belka swobodnie się wydłuża i nie generują się dodatkowe siły wewnętrzne $(A_d=0)$. Miarodajnym obliczeniowym efektem obciążenia jest moment zginający, taki że:

$$E_{fi,d}=\left(g_k+\gamma_Q\psi_2 q_k\right)L^2/8 \tag{18}$$

Zauważmy, że podstawową miarą bezpieczeństwa decydującą o specyfikacji wartości prawdopodobieństwa $p_{fE,ult}$ jest w tym przypadku częściowy współczynnik γ_Q, określony specjalnie dla obciążeń zmiennych. Na ogół przyjmuje się jednolitą wartość $\gamma_Q=1{,}5$, niezależnie od charakterystyki obciążenia. Tak duża wartość tego współczynnika generuje bardzo ostre ograniczenie nałożone na dopuszczalne prawdopodobieństwo $p_{fE,ult}$. W tym miejscu trzeba jednak sformułować zasadę, że jakiekolwiek ilościowe odnoszenie do siebie prawdopodobieństw $p_{fR,ult}$ i $p_{fE,ult}$ jest uzasadnione w zasadzie dopiero po uwzględnieniu łącznego efektu wywołanego zastosowaniem współczynnika γ_Q i równoczesnej redukcji charakterystycznego obciążenia zmiennego do wartości $\psi_2 q_k < q_k$.

Z powyższej analizy wynika, że wartości współczynników częściowych, odpowiednio $\gamma_{M,fi}$ i γ_Q, decydujących o akceptacji dopuszczalnych wartości prawdopodobieństw $p_{fR,ult}$ i $p_{fE,ult}$, w klasycznej metodzie stanów granicznych odniesionej do wyjątkowej sytuacji pożaru i rekomendowanej do stosowania w normie PN-EN 1991-1-2 [4] przyjmowane są niejako w sposób arbitralny. Jedynym kryterium doboru wydaje się naturalne dążenie do zgodności z analogicznymi wymogami normowymi określonymi dla podstawowej sytuacji projektowej (bez uwzględniania wpływu pożaru). Tego typu postępowanie prowadzi jednak do wyraźnego zróżnicowania w sensie ilościowym akceptowanych poziomów prawdopodobieństw $p_{fR,ult}$ i $p_{fE,ult}$. Rezultat ten w opinii autora nie znajduje żadnego formalnego uzasadnienia. Nie jest też wymuszony przez zastosowaną metodę analizy. W niniejszej pracy postuluje się, aby wartości prawdopodobieństw $p_{fR,ult}$ i $p_{fE,ult}$ były ustalane na porównywalnym poziomie. Chodzi o to, żeby dopuszczalne prawdopodobieństwo zaniżenia nośności było co najmniej tego samego rzędu co dopuszczalne prawdopodobieństwo przewyższenia granicznego efektu obciążenia. Takie założenie

prowadzi do wniosku, że miarodajne wartości dyskutowanych powyżej współczynników $\gamma_{M,fi}$ i γ_Q powinny być uzależnione od współczynników zmienności, odpowiednio v_R i v_Q. Został on sformułowany przez autora niniejszego artykułu w pracy [5].

4. MINIMALNY WSPÓŁCZYNNIK BEZPIECZEŃSTWA DLA OBCIĄŻEŃ ZMIENNYCH

Niech obciążenie zmienne q przyłożone do belki będzie zmienną losową opisaną rozkładem Gumbela $G(\tilde{q},u_Q)$. Symbol $\tilde{q}$ oznacza modę (wartość najbardziej prawdopodobną) losowej intensywności obciążenia, natomiast u_Q wyznaczone dla tej intensywności gumbelowskie odchylenie standardowe. Relacje pomiędzy parametrami gumbelowskimi a analogicznymi wielkościami charakteryzującymi rozkład normalny $N(\bar{q},\sigma_Q)$, odpowiednio wartością średnią $\bar{q}$ i gaussowskim odchyleniem standardowym σ_Q, wyznaczają zależności:

$$u_Q = \sigma_Q \sqrt{6}/\pi = 0{,}78\sigma_Q \tag{19}$$

$$\tilde{q} = \bar{q} - 0{,}577u_Q = \bar{q} - 0{,}45\sigma_Q \tag{20}$$

Liczba 0,577 jest tak zwaną stałą Eulera. Wartość obliczeniową q_d specyfikuje się dla warunku $\beta_E = \beta_{E,req} = \alpha_E \beta_{req} = 0{,}7\beta_{req}$, co dla rozkładu Gumbela daje:

$$q_d = \tilde{q} - u_Q \ln[-\ln \Phi(\alpha_E \beta_{req})] = \bar{q}\{1 - 0{,}78v_Q[0{,}577 + \ln(-\ln \Phi(0{,}7\beta_{req}))]\} \tag{21}$$

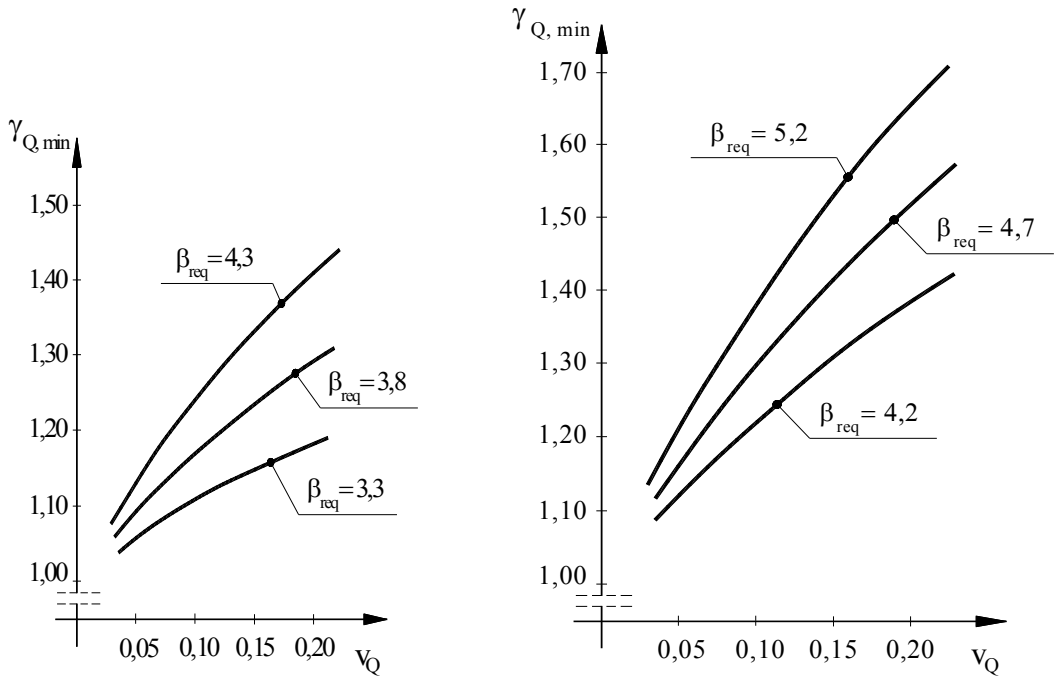
przy czym $v_Q = \sigma_Q/\bar{q}$. Wartość charakterystyczna q_k definiowana jest jako górny kwantyl zmiennej q wyznaczony na poziomie 95%, stąd:

$$q_k = \tilde{q} - u_Q \ln[-\ln(0{,}95)] = \bar{q}\{1 - 0{,}78v_Q[0{,}577 + \ln(-\ln(0{,}95))]\} = \bar{q}(1 + 1{,}867v_Q) \tag{22}$$

Ostatecznie:

$$\gamma_Q = \frac{q_d}{q_k} = \frac{1 - 0{,}78v_Q\{0{,}577 + \ln[-\ln \Phi(0{,}7\beta_{req})]\}}{1 + 1{,}867v_Q} \tag{23}$$

Podstawienie do równania (23) odpowiednich wartości $\beta_{50,req}$ lub $\beta_{1,req}$ wziętych z Tablicy 1 dla przyjętej klasy niezawodności RC prowadzi do otrzymania zbioru funkcji $\gamma_{Q,\min} = \gamma_{Q,\min}(v_Q)$ prezentowanych na Rys. 1a dla 50-letniego i na rysunku 1b dla jednorocznego okresu odniesienia [2], [5]. Są to minimalne wartości współczynnika γ_Q, dla których częściowy warunek bezpieczeństwa zapisany w postaci $E_{fi} < E_{fi,d}$ (lub równoważnej $\beta_E \geq \beta_{E,req} = 0{,}7\beta_{req}$) jest spełniony. Zauważmy, że zalecana przez normy stała wartość $\gamma_Q = 1{,}5$ jest w każdym przypadku znacząco większa od minimalnej wartości $\gamma_{Q,\min}$, nawet jeśli rozpatruje się podwyższone wymagania bezpieczeństwa (klasa RC1), a założona zmienność obciążenia jest relatywnie duża ($v_Q \geq 0{,}2$).



a) b)

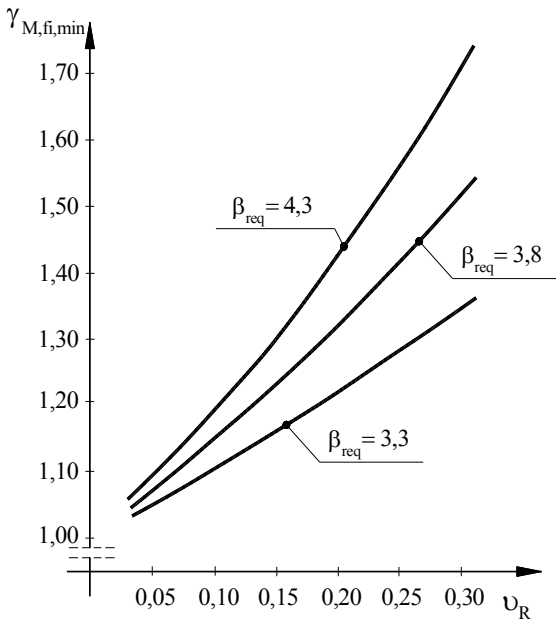
Rys. 1. Wartości minimalnych współczynników obciążenia $\gamma_{Q,\min}$ spełniające założony częściowy warunek bezpieczeństwa przy różnych okresach odniesienia: a) 50-letnim, b) jednorocznym.

5. MINIMALNY WSPÓLCZYNNIK OBCIĄŻENIA DLA NOŚNOŚCI ELEMENTU

Losowa nośność elementu R_{fi} na ogół charakteryzowana jest rozkładem log-normalnym $LN\left(\breve{R},\upsilon_R\right)$. Symbol $\breve{R}_{fi}$ oznacza medianę, natomiast υ_R - logarytmiczny współczynnik zmienności. Wartość charakterystyczną $R_{fi,k}$ definiuje się jako dolny kwantyl zmiennej R_{fi} ustalony na poziomie 95%. Wartość obliczeniowa $R_{fi,d}$ ma spełniać częściowy warunek bezpieczeństwa zapisany formułą $R_{fi} > R_{fi,d}$ (lub w sposób równoważny $\beta_R \geq \beta_{R,req} = 0{,}8\beta_{req}$). W efekcie poszukiwana wartość współczynnika $\gamma_{M,fi}$ wyrazi się wzorem:

$$\gamma_{M,fi} = \frac{R_{fi,k}}{R_{fi,d}} = \frac{\breve{R}_{fi}\exp(-1{,}645\upsilon_R)}{\breve{R}_{fi}\exp(-0{,}8\beta_{req}\upsilon_R)} = \exp\left[\left(0{,}8\beta_{req} - 1{,}645\right)\upsilon_R\right] \tag{24}$$

Podstawienie konkretnych wartości $\beta_{50,req}$ z Tablicy 1 w miejsce β_{req} w równaniu (24) prowadzi do otrzymania zbioru krzywych $\gamma_{M,fi,\min} = \gamma_{M,fi,\min}(\upsilon_R)$ pokazanych na rysunku 2 [2], [5]. Wyznaczają one minimalne wartości współczynnika $\gamma_{M,fi}$, dla których spełniony jest wyspecyfikowany dla nośności częściowy warunek bezpieczeństwa. Trzeba podkreślić, że zawsze są one wyraźnie większe od zalecanej przez PN-EN 1991-1-2 [4] stałej wartości $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$.



Rys. 2 Wartości $\gamma_{M,fi,\min}$ spełniające częściowy warunek bezpieczeństwa przy różnych klasach niezawodności i 50-letnim okresie odniesienia.

6. PODSUMOWANIE

Podstawowym celem niniejszej pracy jest zwrócenie uwagi na fakt akceptowania ilościowo różnych wymogów bezpieczeństwa przy szacowaniu obliczeniowych wartości $E_{fi,d}$ i $R_{fi,d}$ wyznaczających dopuszczalne poziomy miarodajnego efektu obciążenia i nośności analizowanego elementu. Jeśli trzymać się tradycyjnej procedury normowej, zalecanej zarówno w PN-EN 1990 [1] jak i w PN-EN 1993-1-2 [4], to przy przyjęciu stałych wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa – odpowiednio $\gamma_Q = 1{,}5$ i $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$, tolerowany poziom prawdopodobieństwa $p_{fE,ult}$ ustala się w sposób zdecydowanie bardziej restrykcyjny w porównaniu z odpowiadającym mu poziomem prawdopodobieństwa $p_{fR,ult}$. Oznacza to, że w losowej realizacji sytuacja charakteryzowana nierównością $R_{fi} < R_{fi,d}$ ma prawo zdarzyć się znacząco częściej niż przypadek gdy $E_{fi} > E_{fi,d}$. Zaletą podejścia normowego jest prostota i swego rodzaju kompatybilność z metodyką opracowaną dla obliczeń dostosowanych do podstawowej sytuacji projektowej, niemniej jednak w opinii autora nie znajduje ono formalnego uzasadnienia w odniesieniu do analizy bezpieczeństwa przeprowadzanej dla wyjątkowej sytuacji pożaru. W niniejszej pracy postuluje się aby akceptowane przez prawo poziomy prawdopodobieństw $p_{fE,ult}$ i $p_{fR,ult}$ ustalane były w sposób ilościowo porównywalny. Wymaga to odpowiedniej kalibracji częściowych wskaźników $\beta_{E,req}$ i $\beta_{R,req}$ składających się na globalny wskaźnik β_{req}, którego wartość zależy od założonej klasy niezawodności (np. RC1, RC2 lub RC3) i przyjętego okresu odniesienia. W rozpatrywanym przykładzie stosuje się kryterium podziału globalnego wskaźnika bezpieczeństwa zalecane w przepisach PN-EN 1990 [1]. Takie postępowanie nie musi jednak być regułą. Można bowiem na tym polu wybrać każdą inną statystycznie uzasadnioną zasadę, choćby prostej lub odwrotnej proporcjonalności współczynników wrażliwości albo nawet zwykłej równości tych współczynników [6]. W efekcie otrzymuje się graniczne minimalne wartości częściowych współczynników $\gamma_{Q,\min}$ i $\gamma_{M,fi,\min}$.

W przypadku założenia dla któregokolwiek z nich wartości mniejszej niż wykazana gwarantowane prawdopodobieństwo zdarzenia, że stowarzyszony z takim współczynnikiem częściowy warunek bezpieczeństwa zostanie spełniony stanie się zbyt małe, a przez to niemożliwe do zaakceptowania. Trzeba przy tym podkreślić, że zarówno w odniesieniu do efektu obciążenia jak i do nośności analizowanego elementu minimalna wartość miarodajnego częściowego współczynnika bezpieczeństwa jest monotoniczną funkcją odpowiedniego współczynnika zmienności, v_Q lub v_R. Wynika stąd oczywista reguła, że większej zmienności statystycznej powinien zawsze towarzyszyć relatywnie większy częściowy współczynnik bezpieczeństwa.

Praca została wykonana w ramach projektu N N506 243938 finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego.

Literatura

[1] PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
[2] Maślak M.: Fire Resistance Assessment for Differentiated Safety Requirements. Proceedings of International Conference "Applications of Structural Fire Engineering", Prague, Czech Republic, February 19-20, 2009, str. 598-603.
[3] JCSS Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety, Zurich, 2001.
[4] PN-EN 1993-1-2 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-2: Reguły ogólne – Obliczanie konstrukcji na wypadek pożaru.
[5] Maślak M.: Safety Measures in the Evaluation of Steel Beam Fire Resistance. Proceedings of 10th International Conference „Modern Building Materials, Structures and Techniques", Vilnius, Lithuania, May 19-21, 2010, str. 1274-1278.
[6] Murzewski J.: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Warszawa, Arkady, 1989.

PARTIAL SAFETY FACTORS IN ACCIDENTAL FIRE SITUATION – CONTRIBUTION TO DISCUSSION

Summary

A more accurate technique of calibration of partial safety factors in semi-probabilistic structural analysis related to the accidental fire situation is presented and discussed. Values of such factors, proposed by the European standard recommendations, are harmonized with design methodology commonly used in the analysis of persistent design situation; however, such simplified approach arouses controversy. In the article the assumption is made that acceptable probability of upcrossing of design value of the action effect should be as great as the probability of downcrossing of design value of member resistance. As a result of the study the new minimum values of considered safety factors are proposed by the author for differentiated safety requirements.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Hanna MICHALAK
Politechnika Warszawska

O TENDENCJACH KSZTAŁTOWANIA KONSTRUKCYJNO-PRZESTRZENNEGO PRZEKRYĆ CIĘGNOWYCH DUŻYCH ROZPIĘTOŚCI

1. WPROWADZENIE

W kształtowaniu funkcjonalnym obiektów, w szczególności sportowych, wystawienniczych, teatralnych, sakralnych itp., jest korzystne, a często niezbędne uzyskanie jednoprzestrzennych wnętrz. Wiąże się to zazwyczaj z koniecznością zaprojektowania i wykonania przekrycia o znacznej rozpiętości.

Konstrukcję projektuje się z uwzględnieniem obciążeń stałych – wynikających przede wszystkim z ich ciężaru własnego, obciążeń zmiennych – odzwierciedlających zakładaną funkcję i wyjątkowych – mogących wystąpić z pewnym prawdopodobieństwem w konstrukcji, lecz branych pod uwagę głównie w projektowaniu obiektów „odpowiedzialnych". W przypadku konstrukcji dużych rozpiętości udział obciążenia stałego (ciężarem własnym) jest dominujący i z tego względu istotnie wpływa na kształtowanie konstrukcyjne, a także formę architektoniczną obiektu.

Kształtowanie obiektów dużych rozpiętości wiąże się z koniecznością zapewnienia najkorzystniejszego, z uwagi na rodzaj powstających sił wewnętrznych, schematu pracy statycznej i efektywnego wykorzystania wytrzymałości materiału [1, 2].

W elementach zginanych w pełni jest wykorzystywana wytrzymałość tylko ich skrajnych włókien. Dlatego preferuje się ustroje nośne pracujące w prostym stanie naprężenia – najkorzystniej rozciągania bądź ściskania osiowego.

Podstawowym kryterium wytrzymałościowym projektowania przekryć dużych rozpiętości jest ukształtowanie konstrukcji o dominujących elementach pracujących w prostym stanie naprężenia – rozciągania osiowego. Konstrukcje cięgnowe spełniają wymienione kryterium – wykorzystuje się w nich racjonalnie wysoką wytrzymałość materiału cięgien.

Obiekt budowlany powinien spełniać m. in. kryteria efektywności, ekonomiczności i estetyki. Jako efektywną traktuje się konstrukcję poprawną – zaprojektowaną zgodnie z aktualnym stanem wiedzy i obowiązującymi zasadami, oryginalną, często innowacyjną [por. 2]. Obiekt ekonomiczny to taki, który spełnia wymagania funkcjonalno-konstrukcyjne przy minimalnych kosztach angażowanych na jego wykonanie, a następnie eksploatację. Na ocenę estetyki obiektu budowlanego wpływa wiele czynników, w tym m.in.: sposób

wkomponowania obiektu w tkankę miejską bądź krajobraz, a także skala obiektu i jego proporcje itp.

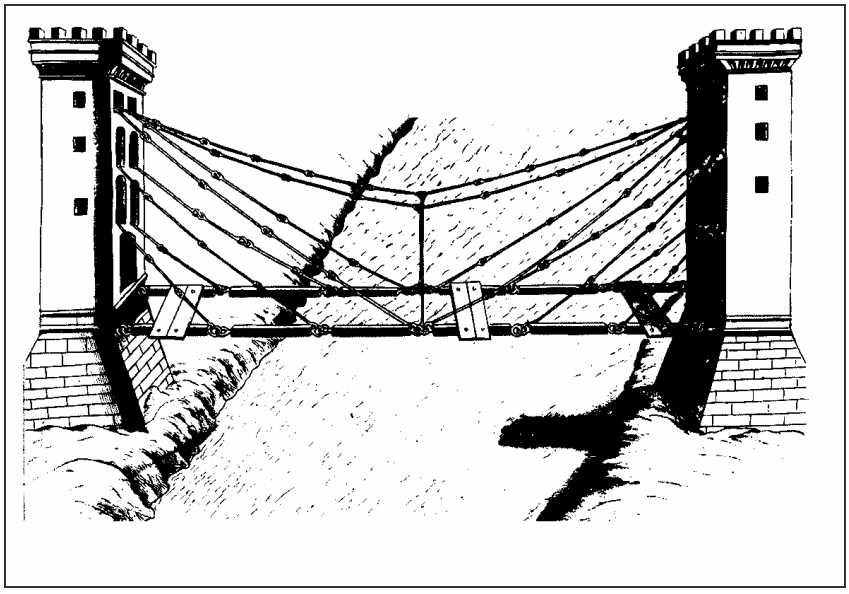
Uzyskanie rozwiązania optymalnego spełniającego wszystkie kryteria jest trudne do osiągnięcia. Ta sfera poszukiwań zwieńczona osiągnięciem rozwiązania racjonalnego i logicznego jest określana mianem dziedziny sztuki bądź filozofią konstrukcji [3]: *Kształtowanie konstrukcji, to przecież najbardziej uogólniona twórcza działalność konstruktora, który nadaje realne, możliwe do wykonania kształty obiektom przestrzennym. Kształty, których podstawą są naukowe zasady mechaniki, racjonalność ekonomiczna i wysoka ocena estetyczna. Tę właśnie dziedzinę wiedzy, a może sztuki, można nazwać filozofią konstrukcji.*

2. GENEZA KONSTRUKCJI CIĘGNOWYCH

Pierwowzory konstrukcji cięgnowych ukształtowała natura – stanowią je m.in. liany drzew, pnącza. Prekursorami wśród budowniczych konstrukcji cięgnowych były pajęczaki, a obserwacja efektów ich prac stanowi do dziś źródło inspiracji w kształtowaniu form architektonicznych oraz w pracach nad nowym materiałem budowlanym o właściwościach wytrzymałościowych zbliżonych do nici sieci pajęczej.

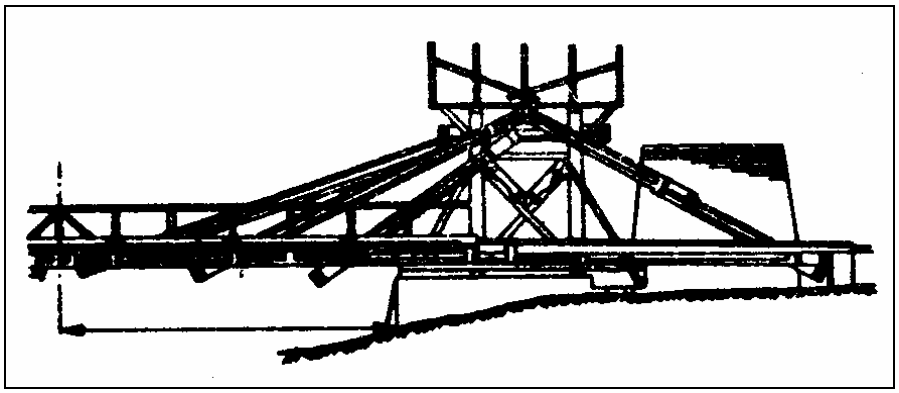
Pierwsze prymitywne mosty wiszące wykonywano już około 2000 lat przed Chrystusem. Pomost drewniany był podwieszany zazwyczaj pionowymi wieszakami – linami do swobodnie zwisającego cięgna nośnego skręcanego z włókien, najczęściej bambusa.

Idea podwieszania belek układem cięgien prostoliniowych sytuowanych ukośnie sięga starożytności – stosowali ją Egipcjanie w konstrukcji łodzi żeglujących po Nilu. Została ona rozwinięta przez Faustusa Verantiusa – uznawanego za pierwszego projektanta mostów wiszących i podwieszonych – który w 1617 r. przedstawił projekt mostu Pons Ferreus z podwieszeniem w postaci łańcuchów, stanowiący prototyp zarówno ustroju wiszącego, jak i podwieszonego (rys. 1).



Rys. 1 Schemat mostu Pons Ferreus [4]

Autorstwo pierwszej konstrukcji podwieszonej mostu przypisuje się Niemcowi Loscherowi (rys. 2), który w 1784 r. opublikował założenia dotyczące budowy mostów drewnianych podwieszonych elementami drewnianymi (zastrzałami).



Rys. 2 Schemat mostu podwieszonego Immanuela Loschera [4]

Dwie poważne katastrofy mostów podwieszonych wzniesionych w XIX wieku w Szkocji i Niemczech skutecznie zahamowały na blisko 130 lat rozwój tego rodzaju ustrojów, a także koncentrację uwagi na lepiej wówczas rozpoznanych konstrukcjach wiszących.

Elementy konstrukcji mostów podwieszonych można dostrzec w mostach wiszących zaprojektowanych przez Johna Roeblinga – most nad Niagarą, Cincinnati i Brooklyńskim (rys. 3). W tych mostach, poza cięgnem nośnym i wieszakami, zastosowano także układ cięgien promienistych podwieszających dźwigar, mających na celu wspomaganie w przenoszeniu obciążeń pomostu oraz zwiększenie sztywności konstrukcji nośnej mostu.

a) b)

Rys. 3 Mosty zaprojektowane przez Johna Roeblinga [5]: a) nad Niagarą, b) Brookliński

Dopiero w 1949 r. niemiecki inżynier Franz Dischinger zdiagnozował przyczyny wcześniejszych katastrof mostów podwieszonych jako spowodowane brakiem naprężenia cięgien, wskutek czego występowały znaczne deformacje pomostów [6].

Ostatnie dekady są okresem znaczącego postępu w sferze zastosowania konstrukcji cięgnowych w budownictwie. W budownictwie komunikacyjnym pokonywano kolejne rekordy rozpiętości mostów – w Chinach most Sutong o rozpiętości przęsła podwieszonego 1088 m, a w Japonii most wiszący Akashi Kayko z przęsłem wiszącym rozpiętości 1991 m.

Bogate doświadczenia w budowie mostów wiszących i podwieszonych, a także liczne zalety architektoniczno-konstrukcyjne ustrojów cięgnowych stanowią podstawę ich wdrażania konstrukcji cięgnowych jako przekryć obiektów przemysłowych, sportowych i budownictwa specjalnego (np. hangarów lotniczych) [7 ÷ 11]. Konstrukcje te umożliwiają

realizację zarówno atrakcyjnych form architektonicznych, korzystnych rozwiązań funkcjonalno-przestrzennych, jak również spełniają współczesne wymagania technologiczne.

W niniejszym referacie podjęto próbę przedstawienia przekryć cięgnowych współczesnych obiektów, wykazując możliwości tworzenia interesujących form architektonicznych dzięki nowym rozwiązaniom materiałowym i konstrukcyjnym.

3. KLASYFIKACJA PRZEKRYĆ CIĘGNOWYCH

Podstawowa klasyfikacja konstrukcji cięgnowych przekryć dachowych uwzględnia charakter pracy statycznej cięgna. Wyróżnia się konstrukcje (rys. 4):

- wiszące – o swobodnym cięgnie nośnym i układzie zazwyczaj pionowych wieszaków,
- podwieszone – z cięgnami sprężonymi sytuowanymi ukośnie do płaszczyzny dźwigara,
- prętowo-cięgnowe – w których elementy rozciągane są ukształtowane z cięgien; wśród tego rodzaju konstrukcji są wiązary cięgnowe, struktury prętowe, konstrukcje typu „tensegrity", ustroje pierścieniowo-linowe, konstrukcje namiotowe itp. [10, 11; por. 1].

a) b) c)

Rys. 4 Podstawowe rodzaje konstrukcji przekryć cięgnowych z uwagi na charakter pracy statycznej: a) wiszące [7], b) podwieszone [11], c) prętowo-cięgnowe [12]

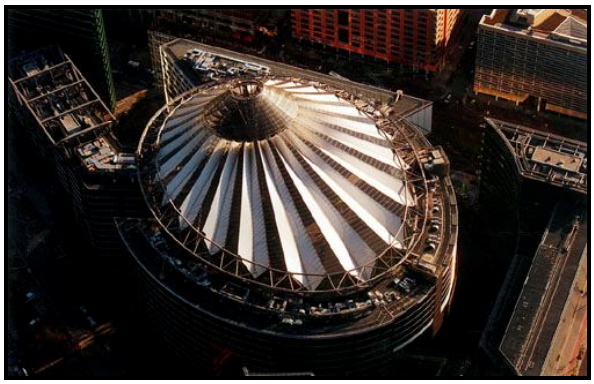
W przekryciach cięgnowych, z uwagi na ich mały ciężar własny, istnieje w sposób szczególny konieczność analizy odporności konstrukcji na oddziaływania dynamiczne (w tym obciążenie wiatrem) oraz sztywności przestrzennej. Tę odporność można to uzyskać przez zastosowanie: cięgien sztywnych, sztywnego pokrycia dachowego, cięgien napinających (sprężających), a także odpowiednio kształtując konstrukcję.

Bardzo istotny element wpływający na możliwość kształtowania konstrukcji jest kształt jego rzutu (owalny zamknięty, owalny częściowo zamknięty – z otworem w środku, podłużny itp.), a także sposób przekrywania obiektu – pełny (przekrycia zamknięte) bądź częściowy (rys. 5).

Przekrycia „otwarte" o rzucie podłużnym bądź innym kształcie, np. stanowiącym wycinek koła, są zazwyczaj kształtowane jako podwieszone o schemacie pracy statycznej płaskim lub przestrzennym, rzadziej jako ustroje prętowo-cięgnowe.

Przekrycia „zamknięte" bądź częściowo zamknięte z wewnętrznym otworem mogą być projektowane jako konstrukcje podwieszone, ustroje prętowo-cięgnowe, rzadziej wiszące. Schemat pracy statycznej jest najczęściej przestrzenny, rzadziej płaski.

a)



b)

Rys. 5 Klasyfikacja przekryć cięgnowych z uwagi na kształt rzutu obiektu: a) otwarty [13], b) zamknięty [14]

4. KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI PRZEKRYĆ „OTWARTYCH”

W ostatnich latach dość powszechne stało się stosowanie przekryć „otwartych” dużych rozpiętości w postaci stalowych konstrukcji podwieszonych. Stanowią one często przekrycia fragmentów trybun stadionów sportowych, zadaszeń peronów dworców kolejowych, stacji benzynowych itp. Najczęściej konstrukcja jest kształtowana jako stalowy dźwigar kratowy, którego podpory stanowi pylon i cięgno pojedyncze bądź układ cięgien podwieszenia.

Elementami nośnymi ustrojów podwieszonych są cięgna, pylony i belki usztywniające (dźwigary). Elementy te mogą mieć różne rozwiązania.

Cięgna tworzą zwykle układy: promieniste, wachlarzowe, harfowe lub kombinowane, powstające przez połączenie różnych układów.

Ze względu na stopień zagęszczenia cięgien można wymienione wyżej układy podzielić na charakteryzujące się olinowaniem rzadkim bądź gęstym. Cięgna wykonuje się przeważnie ze stali wysokiej wytrzymałości. Mają one postać lin bądź kabli prefabrykowanych z lin lub drutów równoległych, a także różnego rodzaju prętów (okrągłych bądź z kształtowników).

Pylony mogą mieć różne kształty geometryczne, najczęściej w postaci: słupa jedno- bądź wielogałęziowego pionowego lub odchylonego od pionu, w kształcie litery L itp. Pylony są wykonywane zazwyczaj z żelbetu lub stali. Z tych materiałów uzyskuje się elementy stosunkowo smukłe i lekkie.

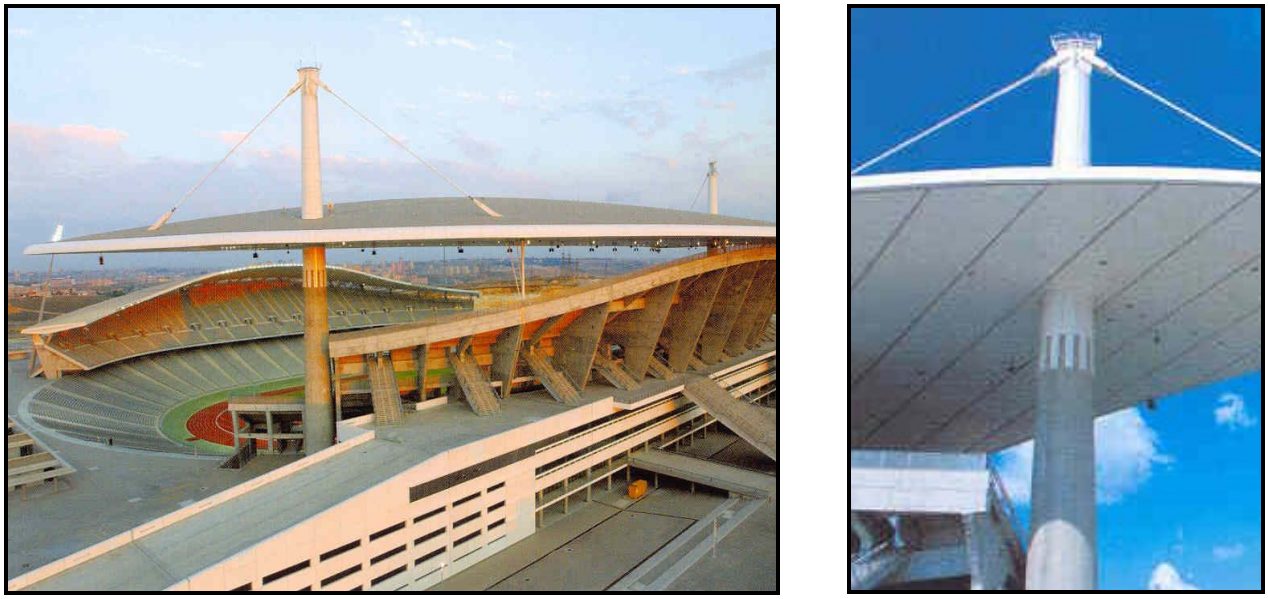
Wśród zalet ustrojów podwieszonych są m.in.:

- mniejszy ciężar własny konstrukcji w porównaniu z ciężarem ustrojów analogicznej rozpiętości, wznoszonych metodami tradycyjnymi itp.,
- możliwość bezpodporowego przekrywania dużych rozpiętości (w przypadku analizowanych ustrojów „otwartych” zazwyczaj do 30 m), a w efekcie również swobodnego kształtowania rozwiązania funkcjonalnego w obiekcie,
- różnorodność i atrakcyjność form przestrzennych,
- możliwość rozbudowy obiektów przez dobudowanie kolejnych jednostek przestrzennych,
- szybki montaż i ewentualnie demontaż konstrukcji (stalowych i drewnianych).

Niżej scharakteryzowano ogólnie wybrane, zrealizowane obiekty o przekryciach „otwartych” podwieszonych.

Stadion Olimpijski Ataturka w Stambule, oddany do użytkowania w 2002 r., został zaprojektowany, aby uatrakcyjnić kandydaturę Turcji do przygotowania olimpiady w 2008 r. Stadion przewidziano na 80 000 miejsc siedzących na trybunach. Jest usytuowany w płaskiej

przestrzeni z dala od centrum Stambułu. Forma przekrycia – półksiężyc przypomina flagę Turcji, a dwie trybuny są symbolicznie połączone boiskiem – mostem między Europą i Azją. Konstrukcja przekrycia trybun jest oparta na dwóch żelbetowych pylonach wysokości 60 m, a stalowa kratowa konstrukcja przekrycia jest podwieszona do pylonu pojedynczymi cięgnami (rys. 6, por. rys. 5a).



a) b)

Rys. 6 Stadion Olimpijski Ataturka w Stambule [15]: a) widok ogólny, b) detal podparcia przekrycia na pylonie

Stadion Toyota w Japonii, oddany do użytkowania w 2001 r. ma konstrukcję przekrycia trybun stadionu, przypominającą falującą flagę. Tę konstrukcję stanowią stalowe przestrzenne kratownice podwieszone układem cięgien do pylonów żelbetowych. Przekrycie zostało zaprojektowane jako stałe nad trybunami i mobilne nad płytą stadionu (rys. 7). Część wewnętrzna mobilna przekrycia ma konstrukcję stalową kratową, przesuwaną na prowadnicach.

a) b)

Rys. 7 Stadion Toyota, Japonia [13]: a) widok ogólny w trakcie nasuwania przekrycia płyty stadionu, b) fragment przekrycia trybun

5. KSZTAŁTOWANIE PRZEKRYĆ „ZAMKNIĘTYCH”

Niżej podano wybrane przykłady przekryć obiektów ukształtowanych w formie „zamkniętej”, omówiono istniejące tendencje w projektowaniu ich poszczególnych elementów, a także zwrócono uwagę na bogactwo form architektonicznych.

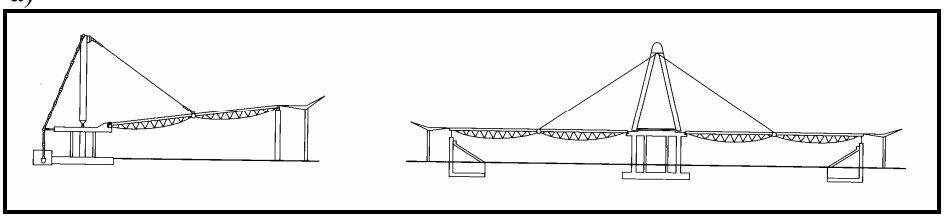
Przekrycia „zamknięte” nad całym rzutem obiektu bądź z centralnie sytuowanym wewnętrznym otworem są najczęściej projektowane jako podwieszone bądź ustroje prętowo-cięgnowe, rzadziej wiszące.

Konstrukcje podwieszone mają przęsła podwieszone do pylonu za pośrednictwem prostych cięgien zakotwionych w pylonie. Odciągi – w zależności od koncepcji pracy statycznej ustroju nośnego – są kotwione w pylonie bądź bezpośrednio w bloku kotwiącym w podłożu. W tego rodzaju konstrukcjach dźwigar dachowy jest nie tylko zginany, ale również ściskany (sprężany). Dźwigar jest podparty na pylonie w sposób sztywny bądź przegubowy i cięgnami pracującymi jak podpora sprężysta.

Pylony mogą mieć różne kształty geometryczne, najczęściej w postaci [16]:

- podpory pionowej, usytuowanej symetrycznie w obu kierunkach bądź jednym w stosunku do przekrywanej powierzchni (rys. 8);

a)

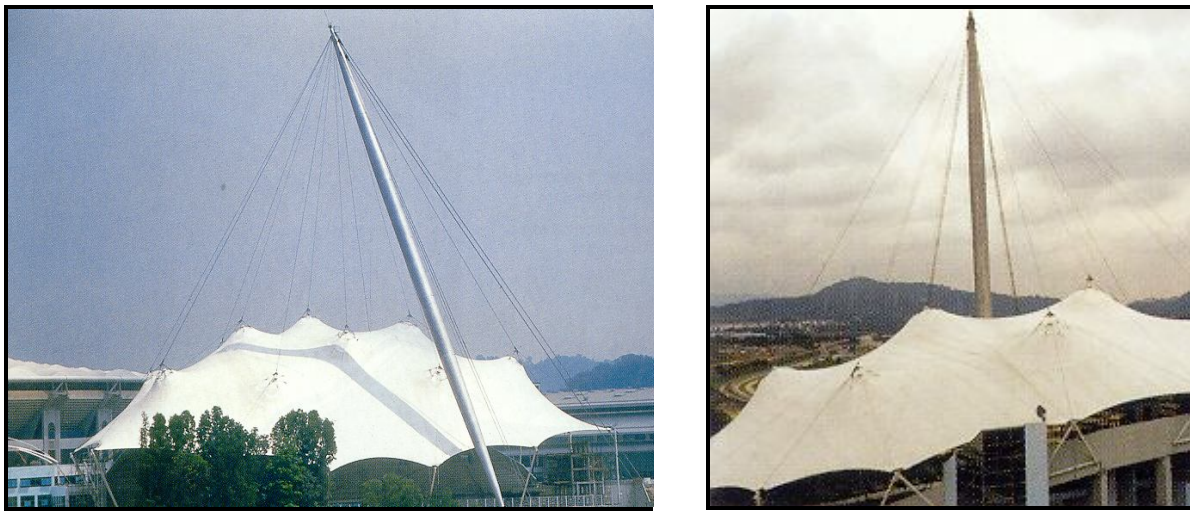


b)

Rys. 8 Przekrycie podwieszone „zamknięte: lodowiska w Moskwie [15]: a) widok ogólny, b) schemat przekroju poprzecznego i podłużnego

- podpory w kształcie litery Y, usytuowanej poza ciągami technologicznymi; konstrukcja pylonu umożliwia racjonalne rozmieszczenie cięgien; ze względu na możliwość uzyskania dużych wysięgów ten rodzaj przekrycia może być wykorzystany w halach przemysłowych bądź hangarach lotniczych,
- podpór nachylonych; nachylenie przekrycia może być praktycznie dowolne, co stwarza możliwość uzyskania zmiennej wysokości użytkowej obiektu (rys. 9); rozwiązanie jest

szczególnie przydatne w budowlach sportowych bądź obiektach w których realizowany we wnętrzu proces wytwórczy może oddziaływać korodująco na konstrukcję; w przypadku pylonów odchylonych od pionu wartości sił ściskających są większe niż w pylonach pionowych, siły w cięgnach mają zróżnicowaną wartość,



a) b)

Rys. 9 Kompleks pływalni w Kuala Lumpur w Malezji [17]: a) widok ogólny, b) fragment konstrukcji przekrycia dachowego

- podpory ramowej w kształcie litery A; rozwiązanie można wykorzystywać w halach przemysłowych o długich ciągach technologicznych; konstrukcja nośna w tym rozwiązaniu jest usytuowana całkowicie poza rzutem budynku; takie rozwiązanie może być stosowane w obiektach o dużym zagrożeniu korozyjnym w stosunku do konstrukcji,
- podpór w kształcie linii łamanej; w tym rozwiązaniu niezbędne jest wydzielenie strefy do kotwienia lin odciągowych; rozwiązanie jest przydatne w wypadku hal wystawowych, targowych, sportowych, przemysłowych, a także hangarów lotniczych,
- podpór w kształcie litery L; rozwiązanie jest szczególnie często stosowane w wypadku przekryć trybun stadionów sportowych.

Przekrycia cięgnowe typu zamkniętego charakteryzuje się tym, że siły w cięgnach są przenoszone na sztywną konstrukcję. Tego rodzaju ustroje są najczęściej projektowane na planie kołowym bądź owalnym, z podparciem w środku rozpiętości na słupie. Rozwiązanie jest korzystne z uwagi na możliwość odprowadzenia wody opadowej. W przypadku wymaganej jednoprzestrzenności wnętrza i eliminacji podparcia centralnego są potrzebne usztywnienia na obciążenie wiatrem, np. sztywne pokrycia dachowe (z płyt żelbetowych sprężonych).

Walory ekonomiczne projektowania konstrukcji rozciąganych obniżają wysokie koszty zakotwień bądź konieczność wznoszenia przypór. W przypadku obiektów o rzucie owalnym, w tym np. kołowym, eliptycznym można zaprojektować konstrukcję jako „samorównoważącą się", w której siły rozciągające działające na ściany i słupy dzięki odpowiedniemu ukształtowaniu może przenieść konstrukcja przekrycia.

Innowacyjnymi rozwiązaniami na stałe wpisanymi w historię budownictwa są konstrukcje zaprojektowane przez profesorów Wacława Zalewskiego, Macieja Nowickiego i Stanisława Kusia, zbudowane w Polsce i świecie, w tym przekrycie hali widowiskowo-sportowej w Katowicach (tzw. spodek); areny w Raleigh, hali Oliwii w Gdańsku itp.

W przypadku jednoprzestrzennych wnętrz istnieje również możliwość odpowiedniego ukształtowania konstrukcji przekrycia z uwagi na przeniesienie sił wewnętrznych poziomych,

np. w formie „koła roweru”. Dach, podparty zazwyczaj na słupach sytuowanych po obrysie rzutu obiektu, składa się z układu sprężonych cięgien stalowych zawieszonych na dwóch wieńcach kołowych. Wieniec obwodowy zewnętrzny stanowią najczęściej ustroje kratownicowe, a wewnętrzny – dwa pierścienie stalowe połączone ze sobą za pomocą skratowań. Cięgna górne przenoszą obciążenie od przekrycia dachowego, a dolne podtrzymują wewnętrzny wieniec.

Koncepcję zrównoważenia sił wewnętrznych poprzez odpowiednie ukształtowanie ustroju nośnego ilustruje **przekrycie atrium Centrum Sony w Berlinie z** 2000 r. W rzucie ma kształt elipsy o wymiarach osi 63 i 83 m (por. rys. 5b). Przekrycie ma oryginalną formę przypominającą koło rowerowe. Powierzchnia atrium wynosi 4000 m^2, wysokość w zworniku 67 m. Oryginalna konstrukcja stalowa w kształcie elipsy ma wymiary (w osiach elipsy) 107,18 i 83,02 m. Przyjęto częściowe oszklenie dachu oraz wprowadzono półprzezroczystą tkaninę z włókien szklanych w matrycy z żywicy teflonowej. Sztywność przestrzenną konstrukcji zapewnia układ cięgien promieniście sytuowanych i kotwionych w centralnym hiperbolicznym stożku i konstrukcji wieńca obwodowego (rys. 10).

a) b)

Rys. 10 Przekrycie atrium Centrum Sony w Berlinie [14]: a) widok ogólny, b) detal węzła

Ważną grupę tworzą **ustroje prętowo-cięgnowe typu „tensegrity”.** Autorem koncepcji tych rozwiązań konstrukcyjnych jest profesor Wacław Zalewski – wybitny twórca, doktor honoris causa Politechniki Warszawskiej. Ustroje te charakteryzują się dużą sztywnością, jednak z upływem czasu wykazują tendencję do utraty swych parametrów geometrycznych. Mogą być stosowane jako lekkie przekrycia dachowe o znacznych rozpiętościach. Profesor Janusz Rębielak – prowadzący badania ustrojów prętowo-cięgnowych (por. rys. 4c) – przedstawił koncepcję przekrycia hali typu „tensegrity” o rzucie kołowym średnicy 365 m, z przeznaczeniem na obiekt EXPO we Wroclawiu.

Wśród konstrukcji stalowych cięgnowych na uwagę zasługują, z uwagi na możliwość osiągnięcia niepowtarzalnych form architektonicznych i walory konstrukcyjne (mała masa, mobilność itp.) **przekrycia namiotowe** (por. rys. 9). Są to konstrukcje wiążące pewne cechy pracy statycznej ustrojów klasycznych wiszących i podwieszonych.

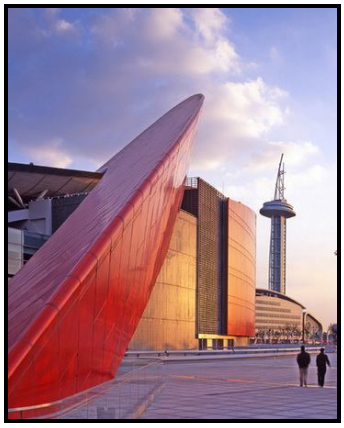
Do tej grupy obiektów należy **kopuła Milenijna w Londynie** zlokalizowana na Półwyspie Blackwall nad Tamizą, oddana do użytku w 1999 r. Obiekt, o funkcji centrum kulturalno-rozrywkowego i wystawowego, został wzniesiony z okazji obchodów 2000 r. (rys. 11). Średnica kopuły wynosi 365 m, wysokość pylonów 100 m, wysokość kopuły 50 m, powierzchnia przekrycia 80 000 m^2, a pojemność – do 22 000 osób. Przekrycie jest podwieszone do pylonów układem 288 kabli średnicy 32 mm. Powłoka jest ponadto napięta

6 kablami średnicy 48 i 90 mm, sytuowanymi obwodowo pod powierzchnią powłoki, bez styku z nią. Kable obwodowe mają przenosić obciążenie powłoki śniegiem i wiatrem. Obiekt przewidziano na 25 lat użytkowania. Pylony są stalowe o wrzecionowatym kształcie – przez co mają większą odporność na wyboczenie.

Rys. 11 Kopuła Milenijna w Londynie [18]

Stadion olimpijski w Nanjing, Chiny został oddany do użytkowania w październiku 2005 r. Intencją projektantów było stworzenie dynamicznej formy obiektu, która będzie stanowiła zachętę szczególnie do aktywnego uprawiania sportu (rys. 12). Na trybunach przewidziano 60 000 miejsc siedzących. Przekrycie dachowe podwieszone do dwóch łuków okala pierścieniowo trybuny przekrywając 95% ich rzutu.

a)



b)

Rys. 12 Stadion olimpijski w Nanjing w Chinach [13]: a) widok ogólny, b) detal konstrukcji łuku

6. WNIOSKI

Rozwój masowych imprez sportowych, widowiskowych i wystawiennictwa spowodował, że zwiększyło się zapotrzebowanie na obiekty halowe o dużej rozpiętości. Budowle takie, bez podpór pośrednich, są także niezbędne w przemyśle, handlu, komunikacji lotniczej i kolejowej oraz w kulturze i sztuce.

W kształtowaniu konstrukcji przekryć dużych rozpiętości coraz częściej rezygnuje się z ustrojów konstrukcyjnych płaskich na korzyść efektywniejszych pod względem zużycia materiału ustrojów o charakterze pracy statycznej przestrzennej.

Z analizy współczesnych rozwiązań obiektów o dużych rozpiętościach wynika, że zacierają się granice pomiędzy poszczególnymi rodzajami układów nośnych (konstrukcyjnych). Z uwagi na nowe możliwości analiz statycznych, wspomaganych komputerowo, a w szczególności skrócenie procesu obliczeń i przez to m.in. możliwość analiz wielowariantowych układów konstrukcyjnych, powstają konstrukcje o przestrzennym schemacie pracy statycznej, prowadzące do efektywniejszego wykorzystania materiałów. Dzięki komputeryzacji i możliwości badań modelowych rozwijają się nowe rodzaje konstrukcji przestrzennych, które dotychczas nie były możliwe do dokładnego obliczenia w układach płaskich.

Wyraźną tendencją w kształtowaniu form przekryć obiektów identyfikujących miejsce bądź wydarzenie (obiekty olimpijskie, obiekty stanowiące „wizytówkę" klubu sportowego itp.) jest ich podporządkowanie wymaganiom estetycznym, oryginalność oraz często potrzeba przekazania użytkownikom pewnego rodzaju przesłania wyrażonego w odpowiednim ukształtowaniu również konstrukcji (gniazdo – obiekt olimpiady w Pekinie 2008 itp.). Powstają często obiekty wyjątkowe, innowacyjne pod względem rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych, komponujące się z krajobrazem, a jednocześnie zapewniające odpowiednie warunki do realizacji funkcji.

Nie zawsze najważniejszym walorem obiektu jest jego ekonomiczność oraz prostota wykonania wynikająca z powtarzalności i typizacji połączeń i elementów. Często priorytetem jest oryginalność i nowatorstwo formy, osiągane niekiedy kosztem racjonalności konstrukcji.

W ostatnich kilku latach problematyka lekkości wzbogaciła się o wpływ wymagań ekologicznych (oszczędność energii i szanowanie bogactw naturalnych).

Konstrukcje metalowe, w szczególności stalowe, dzięki wysokiej wytrzymałości stali pozwalają na przekrywanie bez podpór pośrednich znacznych rozpiętości. Mogą być projektowane jako przekrycia przesuwne – mobilne – wielofunkcyjne, dostosowane do warunków pogodowych (np. w Japonii wzniesiono obiekt o funkcji basenu pływackiego latem i lodowiska zimą). Ważną zaletą konstrukcji stalowych jest ich łatwy montaż i demontaż. Można więc przewidywać rozwój tych konstrukcji.

Literatura

[1] Kuś S., Zalewski W.: Kształtowanie konstrukcji. Materiały z sympozjum z cyklu „Nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie" pt. „Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje cięgnowe". Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000.

[2] Schlaich J.: Koncepcyjne projektowanie lekkich konstrukcji. „Inżynieria i Budownictwo", nr 3/2007.

[3] Kuś S.: Na dziewięćdziesięciolecie Wacława Zalewskiego, profesora – filozofa konstrukcji. „Inżynieria i Budownictwo", nr 10/2007.

[4] Szulborski K.: Kształtowanie przestrzenno-konstrukcyjne podwieszonych ustrojów cięgnowych we współczesnej architekturze. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, nr 236/1979.

[5] Brown D. J.: Mosty. Trzy tysiące zmagań z naturą. Arkady, Warszawa 2007.
[6] Szulborski K., Michalak H., Pyrak S.: O historii konstrukcji podwieszonych. Materiały z sympozjum z cyklu „Nowe osiągnięcia nauki i techniki w budownictwie" pt. „Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji, konstrukcje z blach fałdowych, konstrukcje cięgnowe". Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2000.
[7] Michalak H., Pyrak S., Szulborski K.: O współczesnych architektoniczno – konstrukcyjnych rozwiązaniach przekryć podwieszonych. „Inżynieria i Budownictwo", nr 12/1996.
[8] Michalak H., Pyrak S., Szulborski K.: Przekrycia podwieszone trybun stadionów sportowych. „Inżynieria i Budownictwo", nr 1/1997.
[9] Michalak H.: Konstrukcja przekrycia nowej hali wystawowej w Sydney. „Inżynieria i Budownictwo", nr 12/1999.
[10] Michalak H.: Nowa hala olimpijska w Sydney. „Inżynieria i Budownictwo", nr 2/2000.
[11] Michalak H.: Przekrycie podwieszone stadionu Cardiff Millennium w Wielkiej Brytanii. „Inżynieria i Budownictwo", nr 8/2002.
[12] Rębielak J.: Shaping of space structures. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2005.
[13] www.worldstadiums.com
[14] www.sonycenterberlin.com
[15] Freyssinet cable-stayed structures. Wydawnictwo Freyssinet International, Francja 2004.
[16] Szulborski K., Michalak H., Pyrak S.: O kształtowaniu konstrukcji cięgnowych w obiektach budowlanych. Materiały Płockiego Forum Budowlanego 2010. Politechnika Warszawska, Wydział Budownictwa, Mechaniki i Petrochemii w Płocku, Płock 2010.
[17] Materiały reklamowe firmy Schlaich, Bergermann & Partner
[18] www.wilkimedia.org

STRUCTURAL AND SPATIAL PLANNING OF THE LARGE SPAN TENSEGRITY ROOF STRUCTURES

Summary

Tensegrity structures are one of the first architectural forms which stem out from Nature and surrounding Environment. Throughout the ages, cable structures were used only to a certain, rather narrow, extent. Development of steel structures and steel prefabrication technologies, rapid computerization gave the possibility to a wider utilization of tensegrity structures.

Historical features of the development of tensegrity structures and their use in buildings of different function are presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Jan B. OBRĘBSKI
Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Lądowej

PRZEGLĄD FORM REGULARNOŚCI KONSTRUKCJI PRĘTOWYCH STOSOWANYCH W PRACACH WŁASNYCH

1. WSTĘP

W pracy omówiono różne formy kształtowania konstrukcji prętowych prezentowane w publikacjach autora na przestrzeni 41 lat pracy naukowej. Wskazano sposoby opisu geometrii, ale również analizy i syntezy wielkich układów prętowych dotyczące jedno- i dwuwarstwowych – płaskich, walcowych, beczkowych, stożkowych i wielu innych. Jedną z bardziej ciekawych propozycji są kopuły typu UNIDOM.

Wskazano różne odmiany regularności tego rodzaju konstrukcji, ich zalety i wady. W ramach syntezy pokazano prace własne i doktorantów autora, dotyczące wymiarowania, doboru optymalnych rozwiązań, w tym i kształtu kopuł. Omówiono też istniejące specjalistyczne oprogramowanie oraz sposoby opisu konstrukcji przez użytkownika takich programów.

W pewnym zakresie omówiono też regularność w projektowaniu prętów cienkościennych stanowiących elementy składowe konstrukcji i jej wpływ na obliczenia wytrzymałościowe.

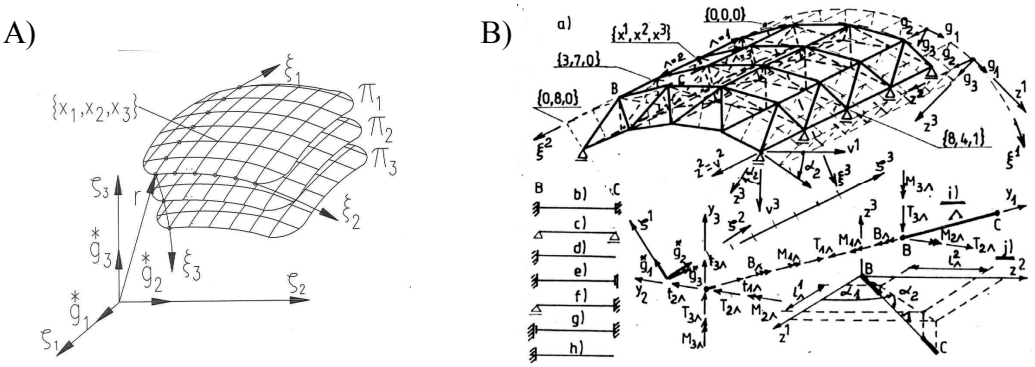
2. REGULARNOŚĆ W PROJEKTOWANIU I WYKONANIU KONSTRUKCJI

Obliczenia dotyczące wyznaczenia sił przekrojowych i przemieszczeń dla dużych konstrukcji są wykonywane współcześnie z wykorzystaniem komputera. Najczęściej konstrukcje takie cechuje duża regularność. Pewne elementy konstrukcyjne są powtarzane wielokrotnie i rozmieszczone w podobny sposób. Samo przygotowanie dla komputera danych opisujących konstrukcję może być czasochłonne a nawet bardzo trudne. Stąd już na wczesnych etapach budowy oprogramowania komputerowego starano się stworzyć pewne udogodnienia, polegające początkowo np. na dopisywaniu liczb w pustych miejscach w kolejnych wierszach zestawu danych. Później szukano doskonalszych form opisu.

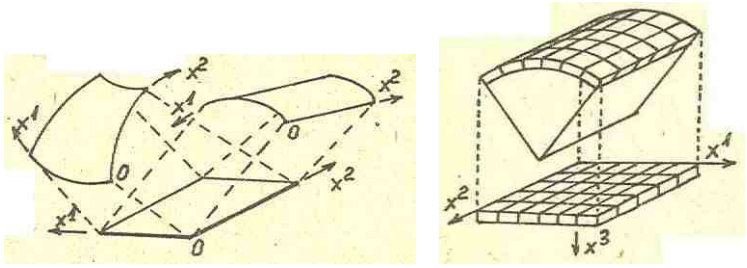
Jedną z pierwszych propozycji zorganizowania bardziej zaawansowanego sposobu wprowadzania danych do programu przedstawiono w pracach Obrębskiego [1,2] już w 1972 i w bardziej dojrzałej formie w nieco późniejszych publikacjach [3,4]. Pomysł polegał na wprowadzeniu aż sześciu układów odniesienia o następującym przeznaczeniu (rys. 1):

a. Globalny układ odniesienia ζ_i dla zdefiniowania kształtu siatki punktów, w którą jest wpisana konstrukcja.

b. Układ lokalny z_i definiowany w każdym węźle, najlepiej tak, aby typy, liczba i ukierunkowanie prętów względem nich w przestrzeni były identyczne. W tym układzie wprowadza się obciążenia zewnętrzne i układa się równania równowagi lub ruchu.
c. Układ podporowy v_i służy definiowaniu płaszczyzn przesuwu podpór i do określenia reakcji całej konstrukcji.
d. Układ elementowy y_i (np. dla pręta oś podłużna i główne sprowadzone osie bezwładności przekroju poprzecznego pręta) służy do określania sił przekrojowych.
e. Współrzędne parametryczne x_i określają położenie węzłów w przyjętej siatce punktów (rys.1A).
f. Linie parametryczne ξ_i są na ogół krzywoliniowe. Węzły są umiejscowione w punktach ich przecięcia (rys. 1A).



Rys. 1. Definicja siatki punktów i układy odniesienia stosowane w pracach autora



Rys. 2. Odwzorowania ortogonalnych współrzędnych parametrycznych x_i na siatki dwukrzywiznowe

Przy tym opisie, istnieją następujące odwzorowania pomiędzy poszczególnymi układami odniesienia (rys. 2), na stałe wbudowane w oprogramowanie [3,13]:

$$\zeta_i = f(x_i) \quad , \quad z = Bv \quad , \quad y_i = \overset{o}{B}\, z \quad , \quad y_i = \bar{B}\, v_i \quad , \quad v_i = \overset{v}{D}\, z_i \quad , \quad z_i = \overset{o}{D}\, y_i \quad , \quad v_i = \bar{D}\, y_i \quad .$$

Ponadto, z punktu widzenia użytkownika programu, opis konstrukcji składa się z następujących grup danych:

- nieliczne parametry sterujące: typem stosowanej siatki punktów; jej proporcjami etc.
- lista współrzędnych parametrycznych x_i (liczby całkowite),
- lista typowych prętów o numerach Λ zawierająca charakterystyki geometryczne przekrojów poprzecznych prętów i ich dane materiałowe,
- definicje typowych węzłów (numer typu, liczba łączonych prętów i ich numery Λ,
- lista obciążeń węzłów konstrukcji,
- lista węzłów podporowych i definicje narzuconych więzów.

Opis ten był pomyślany dla wczesnych generacji tzw. dużych komputerów, gdzie informacje były podawane z takich nośników informacji jak taśma papierowa lub magnetyczna i czytnik kart. Jednak mimo upływu lat i rozwoju technologii, jest on równie atrakcyjny dla współczesnych komputerów osobistych.

Inny sposób opisu geometrii konstrukcji, został opracowany przez H.Nooshina i po raz pierwszy publikowany w 1975r pod nazwą Algebry Formexów [5]. Nieco później znacząco rozszerzono go dzięki współpracy kilku autorów i nazwano Formianem [6,7] (1993,97). Pokazano tam m.in. bardzo ciekawe zastosowania dla pofalowanych kopuł [7]. To narzędzie numeryczne zyskało wielu użytkowników, w wielu krajach Świata. Jedno z poważniejszych zastosowań należy do polskiego architekta J.Rębielaka, który wykorzystał Formian do obliczania układów prętowo-cięgnowych, w tym kopuł. Swoje propozycje opisał on w angielskojęzycznej książce [8]. Cały pomysł bazuje na stworzeniu wysoko zorganizowanego języka komputerowego umożliwiającego za pomocą zestawu funkcji i procedur napisanie z klawiatury specjalnego programu. Taki niewielki program tworzy rysunek skomplikowanej konstrukcji prętowej, budując go na początku z prostych elementów (np. pojedynczych prętów), dokonując operacji lustra, dodawania, powielania, zakrzywiania, odwzorowania itp. Komplet informacji dotyczących wytworzonego obrazu konstrukcji można eksportować do kilku najbardziej znanych systemów obliczeniowych jako dane wejściowe. Należy domyślać się, że dla bardziej skomplikowanych mechanicznie konstrukcji dane te muszą być uzupełniane o dodatkowe informacje.

Następną grupą generującą rysunki konstrukcji są komercyjne programy AutoCADx. Część z nich rysuje tylko obraz, przygotowując dane dla współpracujących z nimi programów analizujących konstrukcje. Inne potrafią już wykonywać obliczenia inżynierskie, choć jeszcze w ograniczonym zakresie. Wszystkie te programy wykorzystują regularność tworzonej konstrukcji. Możliwe są tam m.in. następujące operacje: kopiowanie, lustro, efekt skali, dodawanie, scalanie, przekroje, rysowanie parametryczne, modele krawędziowe i powierzchniowe, tworzenie obrazów modułowych itp.

W końcu należy powiedzieć, że współczesne narzędzia komputerowe wymuszają niejako na architektach i projektantach pewien styl pracy, co wyraźnie jest widoczne na naszych ulicach. Jednocześnie regularność i powtarzalność elementów projektowanych obiektów ma ścisły związek z tempem ich wykonania i kosztami.

Od samego początku swej działalności autor tej pracy zwracał uwagę na duże zalety wykorzystania regularności konstrukcji zarówno na etapie tworzenia teorii dla analizy pojedynczych prętów i całych konstrukcji, jak i przy obliczeniach analitycznych czy numerycznych jak też przy budowie własnego oprogramowania. Najbardziej zaawansowaną formą takiego opisu były studia nad kopułami prętowymi pofalowanymi w sposób sterowany kilkoma parametrami deklarowanymi w opisie zadania [9,13]. W rezultacie osiąga się efekty podobne od prezentowanych w pracy H.Nooshina [7]. Wszystkie wspomniane do tej pory formy opisu konstrukcji stosowane przez autora, wykorzystywały jako kluczowy element operator przesunięcia Boole'a [1-4,9-13]. Powstały w ostatnich latach pomysł kopuł prętowych typu UNIDOM o dużym stopniu regularności [10] odbiega nieco od ogólnej koncepcji prac poprzednich. Odrębną już tematyką dotykającą spraw regularności konstrukcji są pręty cienkościenne. Sprawa ta też została w skrócie poruszona poniżej w rozdziale 11 [11,12]. Przegląd zagadnień podejmowanych przez autora wraz z kompletem publikacji (do roku 2008) opisano w dość obszernej pracy [13].

3. KRYTERIA REGULARNOŚCI

Jako kryteria regularności przyjmiemy trzy następujące główne cechy konstrukcji:

a) ma ona pręty sklasyfikowane w grupach o numerach Λ, mających identyczne:
   - długości,
   - zorientowanie w przestrzeni współrzędnych (osi podłużnej i osi głównych przekroju poprzecznego pręta y_i),
   - charakterystyki geometryczne (przekroje i dane materiałowe),
   - warunki brzegowe (sposób zamocowania),
   - obciążenie przyłożone na długości pręta.

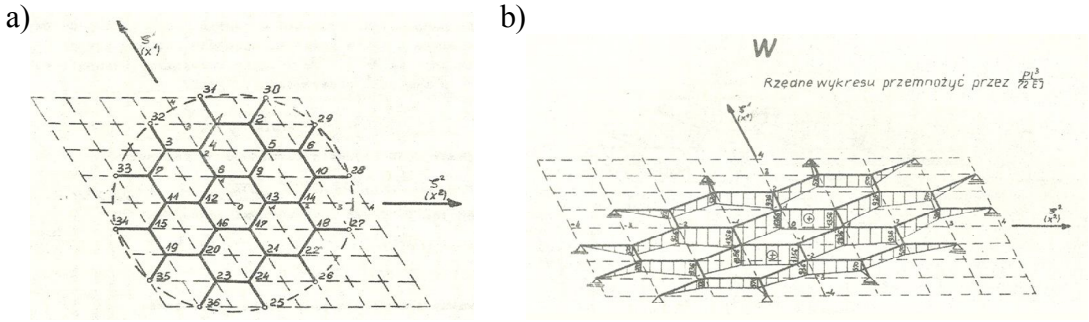
b) Węzły konstrukcji są identyczne:
   - łączą identyczną liczbę prętów,
   - pręty łączone przez węzły mają identyczne nachylenie w przestrzeni współrzędnych x_i, lub z_i lub ζ_i,
   - wszystkie łączone pręty w węzłach typowych mają identyczne numery Λ w sensie podanym wyżej.

c) Najlepiej, aby zarówno typowe pręty jak i typowe węzły były nieliczne. Idealnym rozwiązaniem jest jeden typowy pręt jak i jeden typowy węzeł, jak to ma miejsce w strukturach typu UNISTRUT.

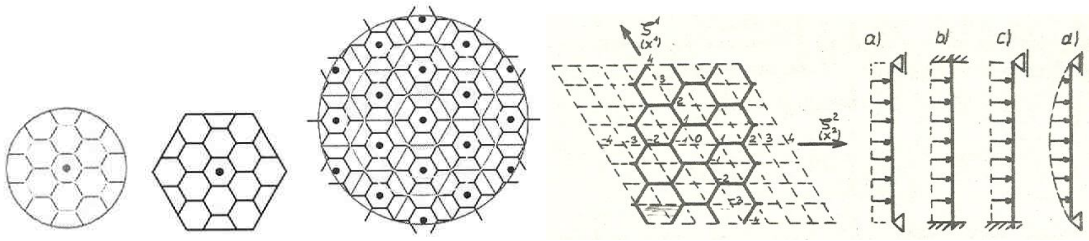
Biorąc pod uwagę wszystkie podane wyżej możliwości wariantowania widać, że modelowanie konstrukcji może być bardzo urozmaicone. Takie właśnie możliwości stwarza niezwykle uniwersalne oprogramowanie autora. W świetle tych obserwacji systemy kreślenia schematu konstrukcji typu FORMIAN a nawet za pomocą różnych programów CADx wydają się niesamowicie uproszczone.

4. REGULARNOŚĆ RUSZTÓW HEXAGONALNYCH

Pierwszym rodzajem konstrukcji analizowanych przez autora zarówno analitycznie jak i numerycznie były ruszty heksagonalne, o sześciokątnym motywie układu prętów [1,2]. Tu można mówić o dwóch poziomach regularności. Powtarzalny może być jeden pręt jak też jeden węzeł. W przypadku węzła wyróżniono dwa położenia tego samego węzła, obrócone względem siebie wzajemnie o 180^o (rys. 3,4).



Rys. 3. Ruszt heksagonalny o rzucie kołowym we współrzędnych ukośnokątnych i obliczone analitycznie ugięcia w węzłów obciążonych równomiernie siłami pionowymi [1]



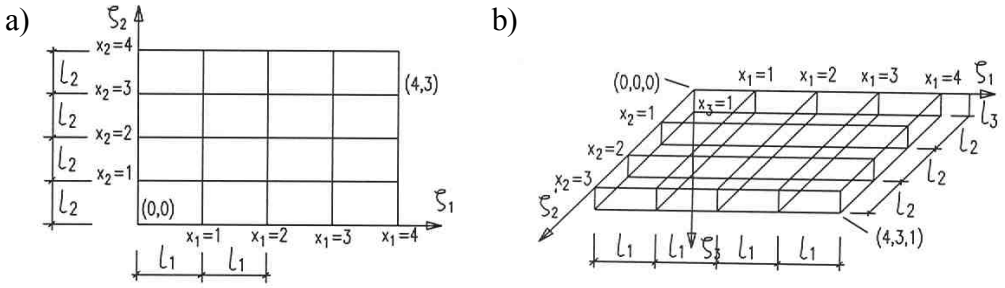
Rys. 4. Ruszty z sześciokątnym układem prętów o rzucie okrągłym i sześciokątnym oraz pasmo rusztowe o różnych sposobach podparcia i obciążenia

Przy rozwiązaniach analitycznych prowadziło to do uzyskania wyników w postaci konkretnych wzorów umożliwiających wyznaczanie ugięć, momentów zginających i sił poprzecznych dla rusztu sześciokątnego - w planie okrągłego lub pasma rusztowego, przy ściśle określonych kilku jednorodnych warunkach podparcia i obciążenia.

Znacznie później, wyprowadzone różnicowe równania równowagi wykorzystano do obliczeń numerycznych rusztów o sześciokątnym układzie prętów, lecz już o dowolnych: rzucie, sposobie podparcia i obciążeniu węzłów ([13]). Tu już na etapie budowy *różnicowej macierzy sztywności* korzystano z macierzowych równań równowagi dwóch powtarzalnych węzłów połączonych z trzema łączonymi przez nie prętami. Przy tych rozwiązaniach zakłada się, że wszystkie pręty mają identyczną budowę (sztywność).

5. KONSTRUKCJE WPISANE W SIATKI ORTOGONALNE

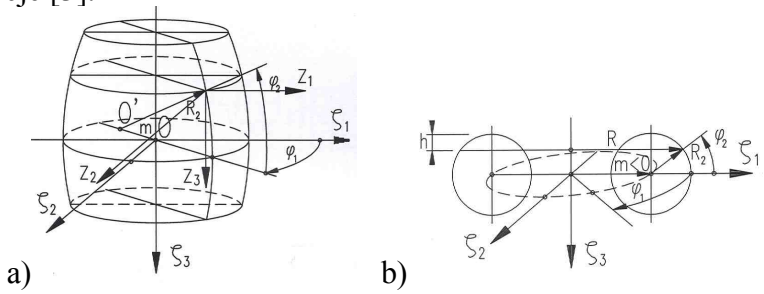
Najprostsze siatki punktów (rys. 1) są ortogonalne płaskie i przestrzenne (rys. 5). Tu linie parametryczne są oddalone o moduły l_i .



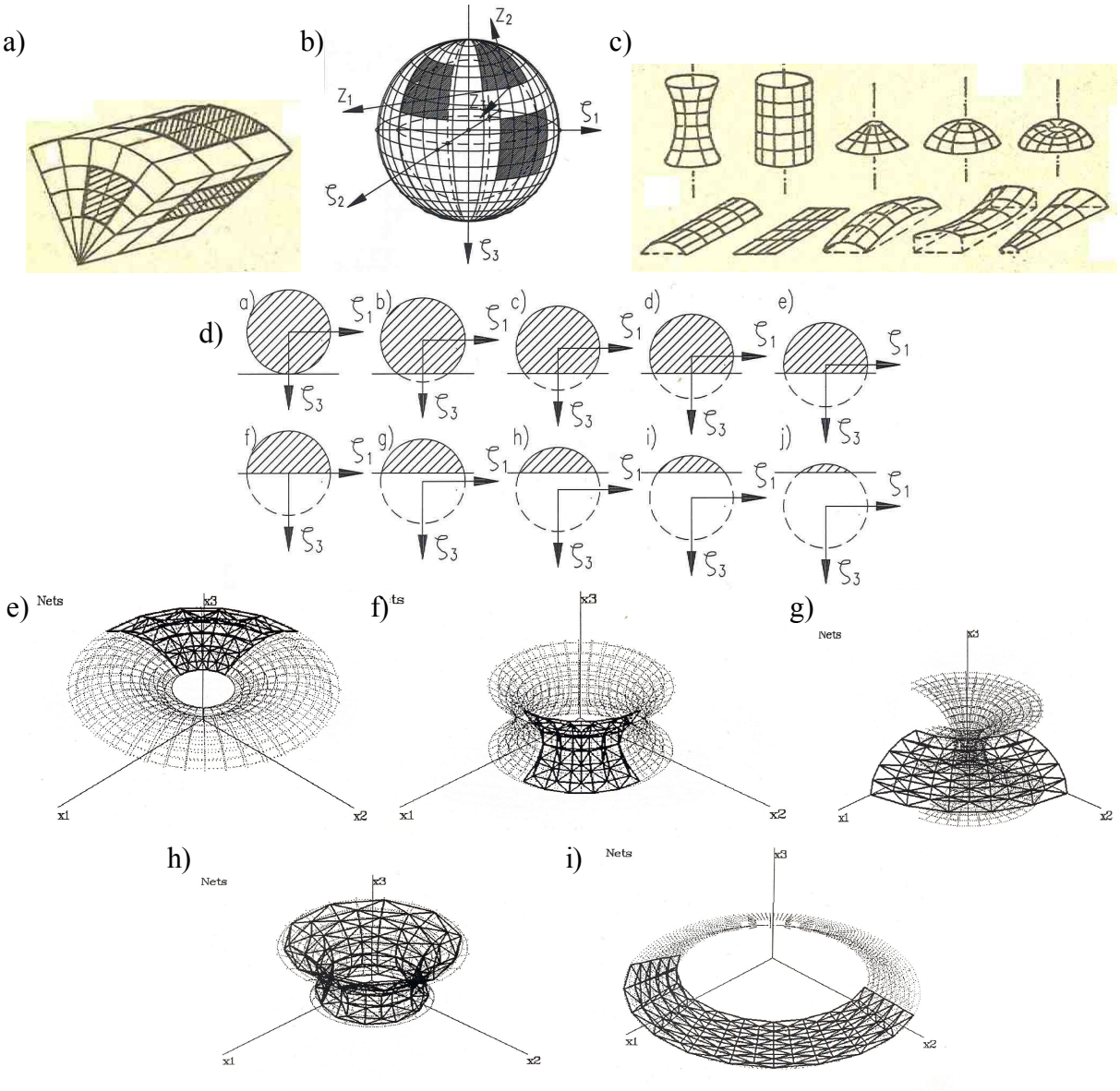
Rys. 5. Definicja ortogonalnych siatek punktów jako najprostsza forma siatki z rys. 1A

6. REGULARNOŚĆ KONSTRUKCJI WPISANYCH W SIATKI OBROTOWE

Ten rodzaj opisu geometrii konstrukcji zakładał symetrię obrotową konstrukcji wokół osi pionowej oraz konieczność zdefiniowania wartości promienia południkowego oraz mimośrodu m (rys. 6A, odcinek OO'). Ponadto przy tworzeniu siatki punktów definiuje się jej gęstość podając krotność podziału okręgu w kierunku równoleżnikowym i południkowym [3,13]. Te siatki punktów, a tym samym i konstrukcje mogą być wielowarstwowe. W efekcie, sterując tymi parametrami, możemy otrzymać globalny kształt konstrukcji sferycznych, beczkowych i toroidalnych (rys. 6b). Jako szczególne przypadki takiego opisu wskazuje się siatki stożkowe (rys. 7i) a w skrajnych przypadkach nawet walcowe (rys. 7a) i płaskie. Te dwa ostatnie przejścia graniczne nie są polecane – lepiej jest w programach przewidzieć dla nich odrębne funkcje [3].



Rys. 6. Definicja siatek punktów: dwukrzywiznowej obrotowej i toroidalnej



Rys. 7. Przykłady modelowania siatek i konstrukcji obrotowych i doboru ich kształtu [3,9,13]

Przy tego typu siatkach pręty horyzontalne mają identyczne długości jedynie na tych samych równoleżnikach. W kierunku południkowym powtarzalność w tej samej warstwie jest pełna. Powtarzalność skratowań łączących dwie różne warstwy konstrukcji przestrzennej jest zapewniona również dla pierścieni horyzontalnych. Podobnych ograniczeń należy oczekiwać także dla powtarzalności węzłów.

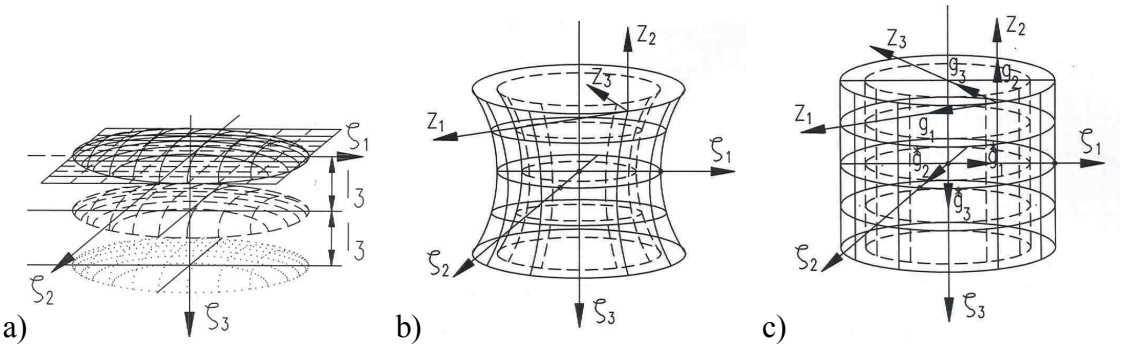
W programach przewidziano, możliwość umieszczania projektowanej konstrukcji w wybranym miejscu globalnej siatki punktów, co daje efekty pokazane na (rys. 7) [13].

6. REGULARNOŚĆ KONSTRUKCJI TRANSLACYJNYCH

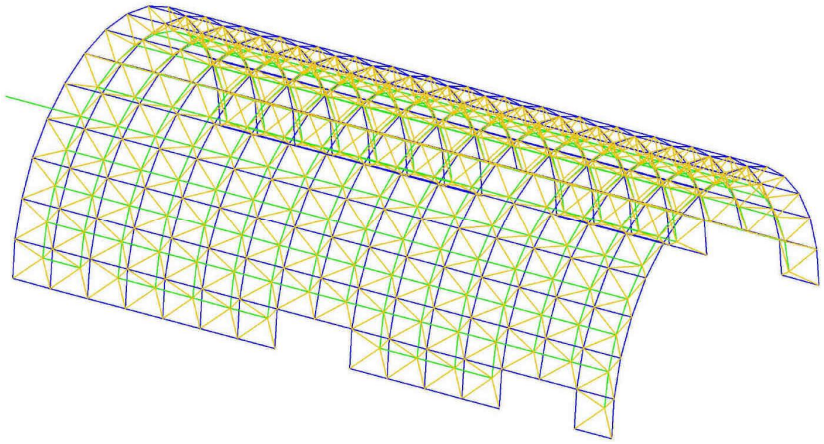
Siatki translacyjne przewidziano otrzymywać przez przesunięcie ze stałym krokiem l_3 wzdłuż osi ζ_3 dowolnych funkcji opisujących znane powierzchnie i tnąc je płaszczyznami pionowymi równoległymi do płaszczyzn $0\zeta_1\zeta_3$ i $0\zeta_2\zeta_3$ oddalonymi od siebie o odcinki odpowiednio l_1 i l_2 (rys. 5a). Pomysł ten znaleźć można w pracach i programach wielu

autorów. Tu na ogół długości prętów są identyczne jedynie w kierunku równoległym do osi ζ_3. Węzły są natomiast w większości przypadków z dowolnym nachyleniem osi łączonych prętów.

Odrębną kategorią siatek translacyjnych są translacyjne siatki obrotowe (rys. 8b,c, 9). W ogólnym przypadku krzywa tworząca (obracana) może być dowolną funkcją matematyczną. Tu powtarzalne pręty są ułożone promieniowo. Pozostałe pręty mają, z wyjątkiem konstrukcji walcowych, różne długości.



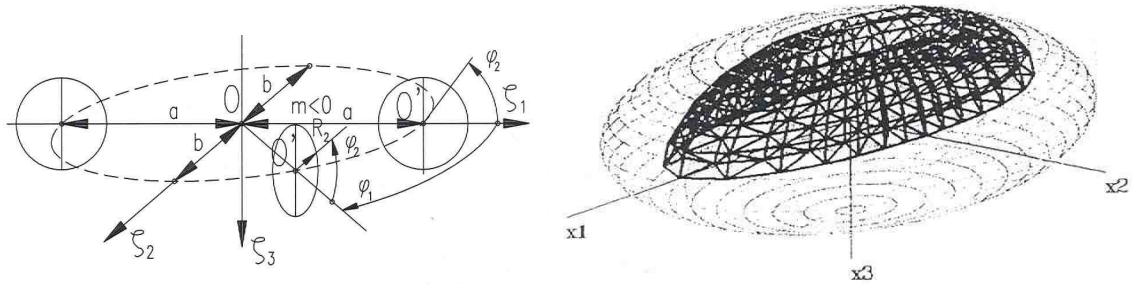
Rys. 8. Definicje konstrukcji translacyjnych i translacyjno-obrotowych [3,13]



Rys. 9. Przykład konstrukcji walcowej, dwuwarstwowej dla projektu przekrycia nawy głównej dla kościoła w Twierdzy Modlin [14] - konstrukcja ma być widoczna

7. KONSTRUKCJE ELIPTYCZNE

Jest to odmiana konstrukcji obrotowych jak w rozdziale 6, z tym, że są tu zadeklarowane dwie półosie a i b głównej elipsy siatki toroidalnej (rys. 10, jak w rozdziale 6) i nałożenie na tę konstrukcję geometryczną południkowego podziału, identycznego jak w rozdziale 6 (rys. 6b) [9, 13]. W tym przypadku regularności konstrukcji praktycznie nie ma.



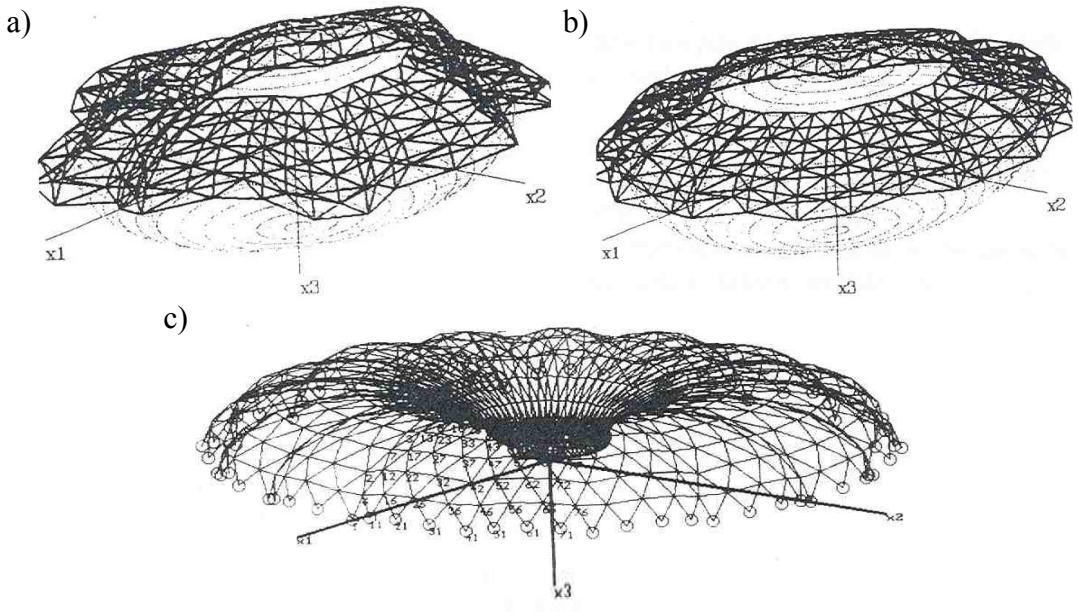
Rys. 10. Definicja i przykład konstrukcji eliptycznej [9,13]

8. KONSTRUKCJE WPISANE W SIATKI FALISTE

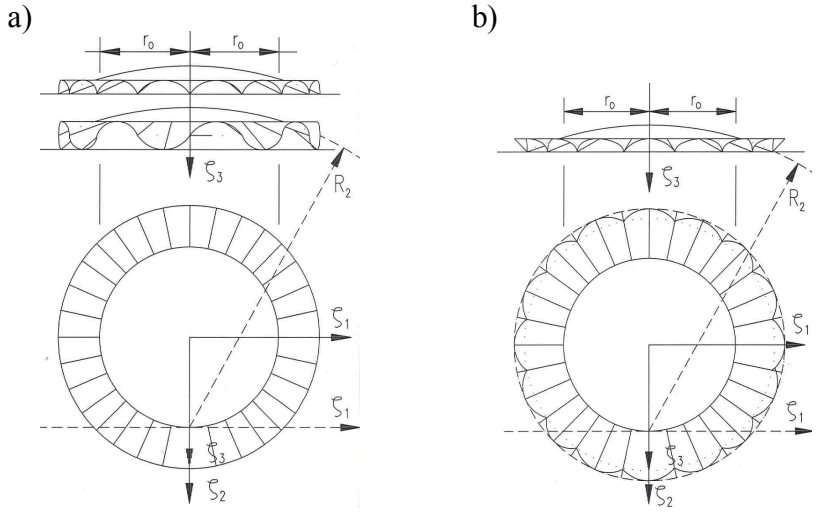
Ten rodzaj konstrukcji powstaje przez narzucenie na dwukrzywiznowe siatki obrotowe jak w rozdziale 6, dodatkowych fal horyzontalnych lub pionowych, bądź obydwu tych fal razem [9]. Jednocześnie przyjęto dodatkowe założenia:

- do promienia r_o siatka jest w pełni obrotowa, dopiero stąd narastają fale,
- fale poziome i pionowe mogą wystąpić n_h lub n_V razy na obwodzie koła wielkiego,
- fale poziome lub pionowe mogą mieć pełną amplitudę lub jedynie wartości dodatnie.

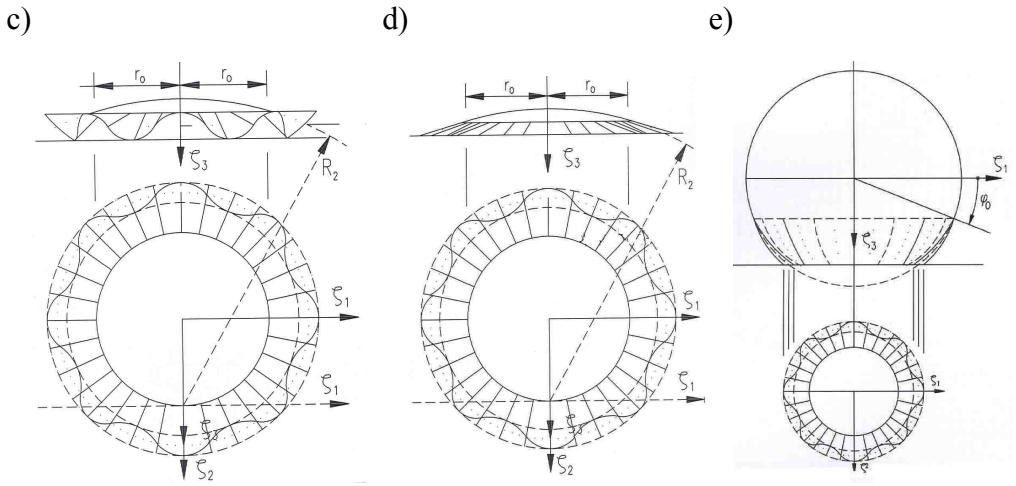
Tu również pewna regularność długości prętów ma miejsce w pierścieniach równoleżnikowych do promienia r_o. Po przekroczeniu tej wartości regularności już wcale nie ma. Szczególnej uwagi wymagają konstrukcje dwu- lub więcej-warstwowe. Trudnymi konstrukcyjnie miejscami są tu krawędzie załomu fal i lokalne zmiany typu siatki (rys. 11,12). Jest to już konstrukcja określana nazwą formy dowolnej (ang. *free form design*).



Rys. 11. Przykłady konstrukcji pofalowanych na trzy różne sposoby [9,13]



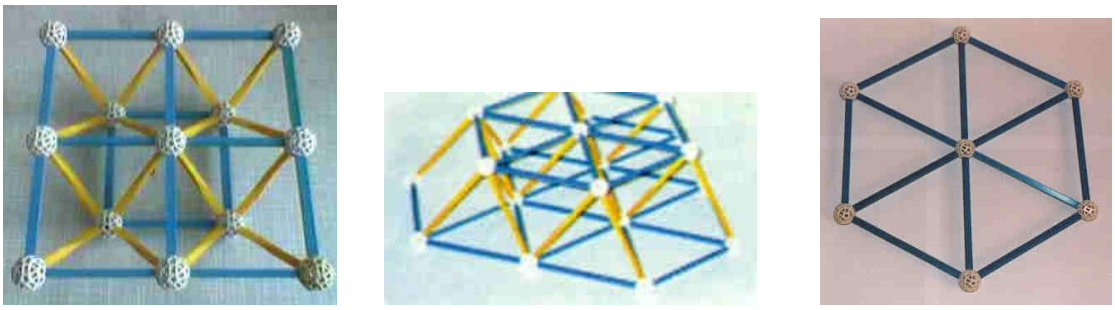
Rys. 12. Przykłady konstrukcji z falami pionowymi pełnymi i poziomymi dodatnimi [13]



Rys. 13. Kontynuacja – trzy kolejne przykłady pofalowanych kopuł [13]

9. REGULARNOŚĆ KONSTRUKCJI W SYSTEMIE UNIDOM

Jest to bardzo ciekawy system konstrukcyjny, w którym za pomocą jednego typu węzła i dwóch prętów można budować jednowarstwowe i dwuwarstwowe przekrycia prętowe, o prętach ukierunkowanych w dwu lub trzech kierunkach w poszczególnych siatkach. W ten sposób w rzucie można przekrywać pomieszczenia prostokątne, trójkątne i sześciokątne (rys. 13). Te konstrukcje wykazują bardzo dużą regularność.

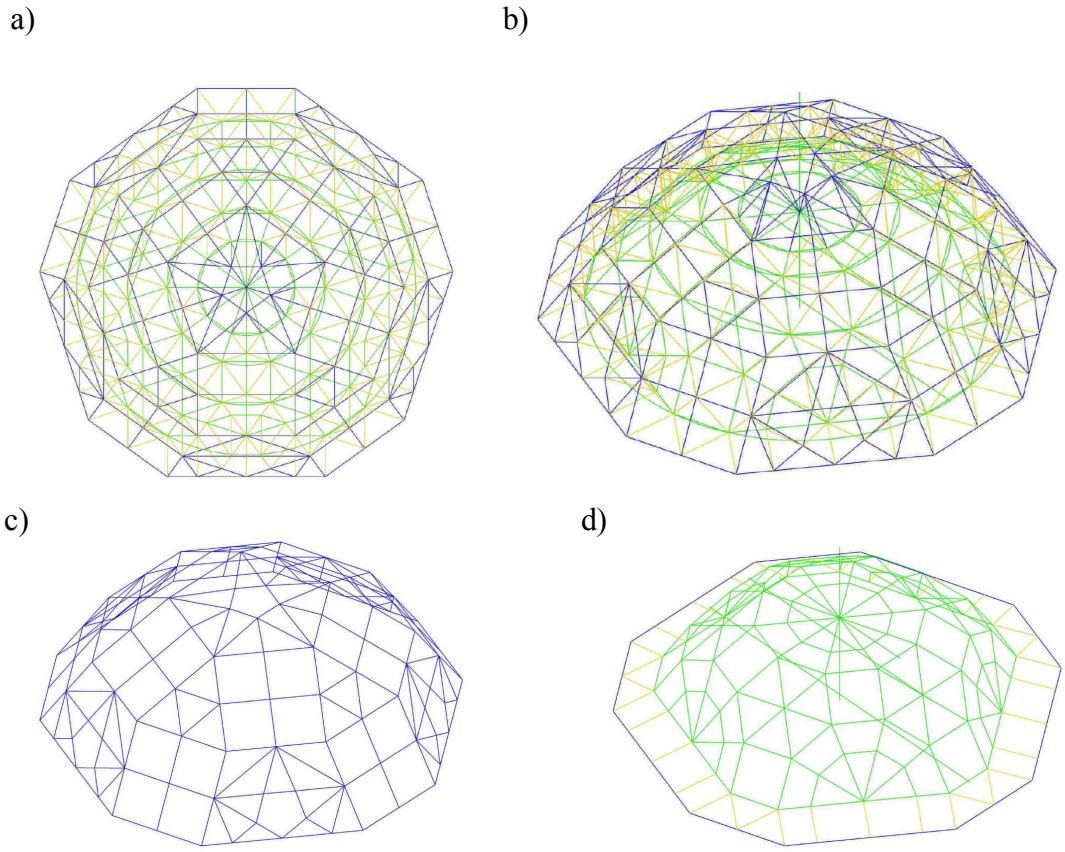


Rys. 13. Modele dwuwarstwowych struktur o planie kwadratowym, trójkątnym i jednowarstwowej o planie sześciokątnym

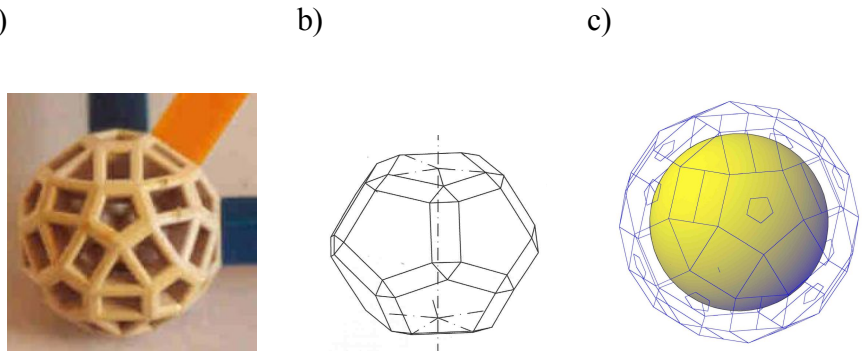
Tablica 1. Zestawienie prętów w kopule z rys. 14

Przeznaczenie	dodatkowe informacje	długość pręta	liczba prętów
pasy górny i dolny	niebieskie (ZOMETOOL)	1,00	325
pięciokąty i w dziesięciokącie	Niebieskie (ZOMETOOL)	0,6180339887	125
pas górny, pięciokąty	Niebieskie (ZOMETOOL)	1,6180339887	10
Krzyżulce	żółte (ZOMETOOL)	0,866025405	200
pas górny, pięciokąt	nietypowe	1,32287566	10

Co więcej, bazując na takich strukturach jedno- lub dwuwarstwowych można budować kopuły. Przykład takiej kopuły projektowanej dla kościoła w Twierdzy Modlin pokazuje rys. 14.



Rys. 14. Kopuła typu UNIDOM dla kościoła w Twierdzy Modlin. Rzut z góry a), aksonometryczny b), siatka górna c) i dolna d).



Rys. 15. Węzeł zestawu ZOMETOOL a), jego rysunek b) i studium wstępne wykonane w AutoCADzie 2010 c)

Ta konstrukcja składa się jedynie z 206 węzłów i trzech rodzajów prętów, zestawionych w tablicy 1. Pokazano tam długości i liczby poszczególnych rodzajów prętów. Jedynie w górnej części kopuły, dla umiejscowienia tam łubienia i zapewnienia odpływu wody jest kilka węzłów nietypowych. Możliwy jest wariant bez łubienia.

Ciekawym jest fakt, że zarówno cała kopuła typu UNIDOM, jak i węzeł, mają identyczną postać bryły pokazanej na rys. 14,15. Bryła zewnętrznej siatki widocznej na rys. 14c, w znacznie mniejszej skali (1:100) może być „przykrywką" węzła pustego w środku (kula widoczna na rys. 15c). Pomysł węzła podobny jest do węzła SPHEROBAT S. Du Chateau.

10. WYKORZYSTANIE REGULARNOŚCI KONSTRUKCJI PODCZAS SYNTEZY

W kilku własnych programach autor wykorzystywał powtarzalność konstrukcji dla jej automatycznego zwymiarowania a nawet optymalizacji. W tym przypadku dobór przekrojów prętów następował dla całych rodzin o numerach Λ i dodatkowo umiejscowionych w proponowanych przez projektującego strefach. Zapewniało to dużą regularność zaprojektowanej struktury [3,4].

11. REGULARNOŚĆ W PROJEKTOWANIU PRĘTÓW CIENKOŚCENNYCH

Również przy projektowaniu pojedynczych prętów cienkościennych warto jest dbać o pewną regularność. Ma ona wpływ zarówno na przebieg obliczeń jak i na wytrzymałość i ogólne zachowanie się pręta.

- Pręty o przekroju w postaci regularnego wieloboku nie podlegają deplanacji.
- Brak deplanacji, to znacząco mniejsze naprężenie normalne i styczne.
- Pręty o przekroju symetrycznym są łatwiejsze przy obliczeniach analitycznych.
- Pręty o przekroju symetrycznym ulegają innym postaciom wyboczenia niż niesymetryczne.
- Dla pręta bardzo istotny jest dobór proporcji wymiarów jego przekroju poprzecznego, co ma bardzo duży wpływ na występujące tam naprężenia.

Dobór wymiarów, proporcji, wzmocnień, perforacji, ich rozmieszczenie itp. elementów konstrukcyjnych prętów cienkościennych jest bardzo znaczący dla ich zachowania. Nie sposób w kilku zdaniach opisać te problemy. Ważne jest tu doświadczenie osoby projektującej i prowadzącej obliczenia. Pewne informacje w tym zakresie można znaleźć w podręcznikach [11,12].

12. WNIOSKI I UWAGI KOŃCOWE

Praca przedstawia jedynie pewną część obserwacji dotyczących możliwości uzyskania regularności projektowanych konstrukcji, a więc powtarzalności jej typowych prętów i węzłów. Ma to ogromne znaczenie dla zmniejszenia czasochłonności produkcji poszczególnych elementów składowych, montażu i kosztów projektowanych obiektów. Nie przedstawiono tu praktycznie żadnych wzorów opisujących poszczególne rodzaje konstrukcji, które były publikowane przez lata wcześniej i można do nich dotrzeć za pośrednictwem cytowanej literatury. Lista prac autora sięga 295 pozycji (do roku 2008, patrz [13]).

Przedstawione przykłady schematów konstrukcji są poparte wieloletnimi pracami mającymi na celu stworzenie polskiego oprogramowania. Takie programy istnieją i były na przestrzeni kilkunastu lat bardzo intensywnie rozwijane przez autora. Wraz z rozwojem techniki komputerowej i dostępnych maszyn cyfrowych oraz języków programowania matematycznego, są one napisane w Algolu, Fortranie, C^{++}, Turbo Pascalu, i często zawierają własną bardzo przemyślaną grafikę (rys. 7,10,11).

W tym oprogramowaniu równorzędnymi zadaniami było pokazanie obrazu konstrukcji, jej analiza i synteza a nawet optymalizacja w sensie inżynierskim [4,9,13]. Wszystkie te programy jako nadrzędne założenie przyjmowały regularność konstrukcji dla ułatwienia procesu projektowania i jej realizacji.

Literatura

[1] Obrębski J.B.: Statyka heksagonalnych siatek prętowych, . IBTP Reports 36/1972, Warsaw, (doktorat).

[2] Obrębski J.B.: Zastosowanie maszyn cyfrowych do rozwiązywania rusztów o regularnej sześciokątnej siatce prętów. Mechanika Teoretyczna i Stosowana, Warsaw, 1.10.1972, 117-126
[3] Obrębski J.B.: Analiza i synteza numeryczna wielkich układów konstrukcyjnych. IBTP Reports 24/1979, Warsaw (habilitacja) stron 196.
[4] Gutkowski W., Obrębski J.B., Bauer J., Gierliński J., Rączka J., Żmijewski K.: Obliczenia statyczne przekryć strukturalnych, ARKADY, Warszawa, 1980. & tłumaczenie: Statische Berechnung der Raumstabwerke. Werner Verlag/Arkady, Warszawa, 1985.
[5] Nooshin H.: Algebraic representation and processing of structural configurations. International Journal of Computers and Structures. Volume 5, 1975, 119-130.
[6] Nooshin H., Disney P., Yamamoto Ch.: Formian, Multi-Science Publishing Co. Ltd. Essex, England, 1993.
[7] Nooshin H., Tomatsuri H., Fujimoto M.: Scallop domes, IASS Int. Symp. on Shell & Spatial Structures – Design, Construction, Perfomance & Economics, 10-14.11.1997, Singapore, 651-660.
[8] Rębielak J.: Shaping of Space Structures. Examples of applications of Formian in the design of tension-strut systems. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2005.
[9] Fahema A.H.: Shape and form finding for certain class of two curvature space bar structures".(Ph D. Thesis –supervisor J.B. Obrębski).Warsaw Univ.of Technology, Warsaw, 1999.
[10] Obrębski J.B.: Geometrical foundations and architectural possibilities of UNIDOM space bar system. International IASS Symposium, ACA, MEX, 2008, Acapulco, Mexico: 199-200 +CD stron12.
[11] Obrębski J.B.: Cienkościenne sprężyste pręty proste. OWPW, Warszawa 1991,1999.
[12] Obrębski J.B.: Wytrzymałość materiałów. Micro-Publisher JBO (..) Wydawnictwo Naukowe (..), Warszawa, 1997.
[13] Obrębski J.B.: Review of own complex researches related to bar structures. XIV LSCE - Lightweight Structures in Civil Engineering - Contemporary Problems, Local Seminar of IASS Polish Chapter, Warsaw, 5 December, 2008, 87-128.
[14] Obrębski J.B.: Komputerowe wspomaganie projektu na przykładzie kościoła dla Twierdzy Modlin. XIII edycja Szkoły „Komputerowego Wspomagania Projektowania, Wytwarzania i Eksploatacji". WAT, Jurata 11-15.05.2009r.

REVIEW OF REGULARITY FORMS FOR SPACE BAR STRUCTURES APPLIED IN OWN WORKS

Summary

In the paper are discussed some forms of structures regularities applied in authors works in period of 41 years of his scientific researches. Are shown the manners of structures description, its analysis and synthesis, for space bar coverings single and two-layered, flat, cylindrical, barrel, conical and many other types. One of the most interesting proposals are space bar domes of UNIDOM type. Are pointed some different kinds of regularity for such structures, its advantages and weak sides. In range of structure synthesis are pointed own works and doctor theses elaborated in cooperation with author. The existing professional specialized programs and possible there manners of structure description by user are commented, too. In certain range is mentioned also regularity of thin-walled bars used as elements of structure and its influence on strength calculations.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Zdzisław PISAREK
Politechnika Rzeszowska

KSZTAŁTOWANIE RAM PORTALOWYCH Z ZASTOSOWANIEM POŁĄCZEŃ ŚRUBOWYCH

1. WSTĘP

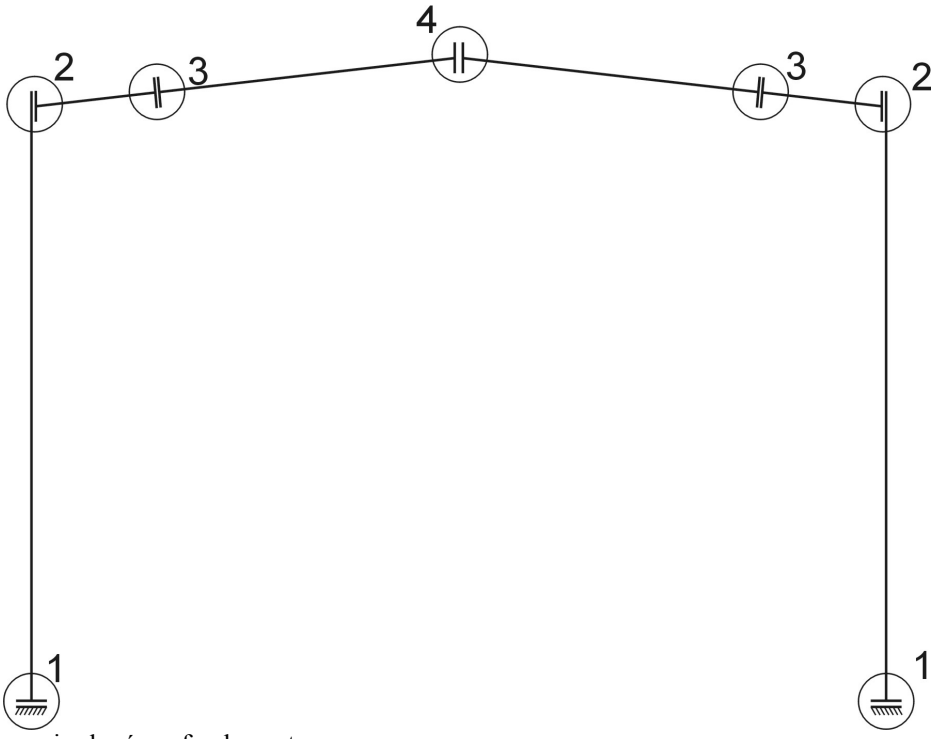
Konieczność szybkiego wznoszenia obiektów przemysłowych, magazynowych, handlowych itp. wpłynęła na powszechne stosowanie konstrukcji halowych. Tendencje do minimalizowania kosztów ręcznej robocizny sprawiają, że główne układy konstrukcyjne w halach są najczęściej projektowanie jako jednokondygnacyjne, portalowe ramy blachownicowe. Obecne komputerowe metody obliczeniowe oraz technologie stosowane w wykonawstwie pozwalają na bardzo ekonomiczne kształtowanie takich konstrukcji. Jednak, aby możliwe było optymalne zaprojektowanie elementów konstrukcyjnych, wymagana jest dokładna znajomość rozkładu sił wewnętrznych. Na rozkład sił wpływ ma nie tylko geometria układu konstrukcyjnego, sposób obciążenia, charakterystyki geometryczne przekrojów elementów, ale również konstrukcja i rodzaj węzłów oraz połączeń.

W konstrukcjach powszechnie stosuje się dwa rodzaje połączeń – spawane i śrubowe. O ile połączenia spawane, jako połączenia nierozłączne, używane są do połączeń warsztatowych, to połączenia śrubowe są podstawowymi połączeniami montażowymi na placu budowy.

Pojęcie węzła jest znacznie szersze niż pojęcie połączenia. W skład węzła wchodzi nie tylko złącze pomiędzy dwoma elementami, ale również przyległe fragmenty łączonych części, takie jak: środnik i pasy słupa, fragment rygla, blachy czołowe lub węzłowe, itp. Podatność poszczególnych części składowych sprawia, że globalne zachowanie się węzłów odbiega znacznie od stosowanych tradycyjnie w obliczeniach statycznych modeli węzłów sztywnych lub przegubowych. Ma to znaczący wpływ na rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji oraz dobór przekroju elementów. W procesie projektowym, podobnie jak elementy, węzły powinny być traktowane jako wydzielone części, których nośność i sztywność należy brać pod uwagę przy modelowaniu konstrukcji.

Liczne badania doświadczalne wykazują, że większość węzłów konstrukcji stalowych posiada cechy węzłów podatnych. Opracowane metody prognozowania charakterystyk podatnościowych węzłów, w tym algorytmy podane w normie PN-EN 1993-1-8 [1], pozwalają obecnie modelowanie i obliczanie konstrukcji z uwzględnieniem podatności węzłów.

Rodzaje węzłów występujących w stalowych konstrukcjach hal portalowych przedstawiono na rys. 1.



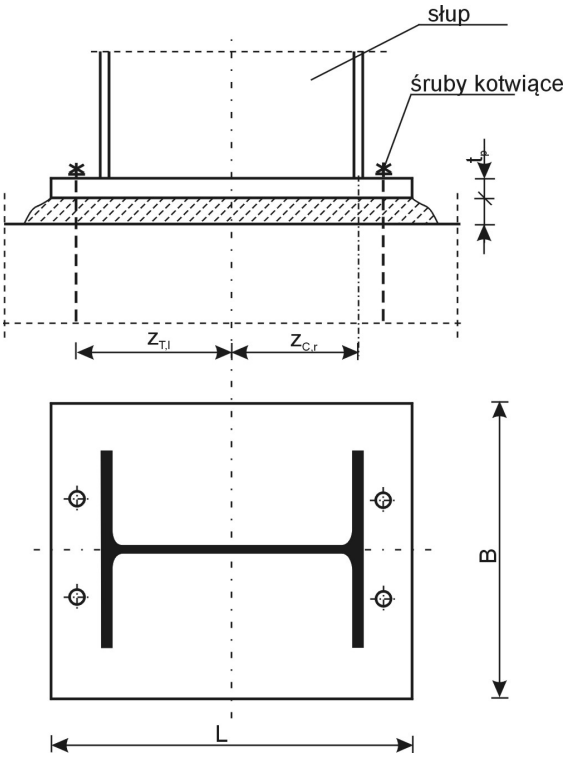
1- połączenie słupów z fundamentem,
2- połączenie okapowe rygla ze słupem,
3- połączenie rygla dachowego ze skosem,
4- połączenie kalenicowe.

Rys. 1. Rodzaje węzłów stosowanych w ramach portalowych.

W normie PN-EN 1993-1-8 [1], przyjęto metodę składnikową do określenia charakterystyki podatnościowej węzłów. Istota tej metody polega na wyodrębnieniu z obszaru węzła poszczególnych jego części podstawowych (składników) i zastąpieniu ich równoważnymi układami mechanicznymi, w postaci sprężyn. Charakterystyki podatnościowe sprężyn, modelujących zachowanie się poszczególnych składników, w postaci krzywych F – Δ, otrzymuje się z badań doświadczalnych, analiz numerycznych MES lub prostych modeli obliczeniowych. O nośności węzła decyduje nośność najsłabszej z części podstawowych. Natomiast przejście z indywidualnych krzywych F-Δ poszczególnych składników, do krzywych M-ϕ opisujących zachowanie się całego węzła, odbywa się w procedurze składania, z uwzględnieniem wymagań zgodności przemieszczeń i chwilowej równowagi sił wewnętrznych.

2. POŁĄCZENIA SŁUPA Z FUNDAMENTEM

Podstawy słupów powinny mieć wystarczające wymiary, sztywność i nośność, aby przenosić siły podłużne, momenty zginające i siły poprzeczne ze słupów. W normie PN-EN 1993-1-8 [1] podano zasady obliczania nośności i sztywności zakotwień (podstaw) słupów. Podane w tej normie rozwiązania dotyczą jedynie "lekkich" zakotwień, składających się z blachy podstawy i śrub kotwiących rys. 2. Norma [1] nie wspomina o zakotwieniach przenoszących duże momenty zginające, projektowanych z zastosowaniem belek kotwiących, oraz blach pionowych i często mocno użebrowanych. Wynika to z faktu powszechnej tendencji do upraszczania rozwiązań konstrukcyjnych, unikania żeber usztywniających i czasochłonnego spawania, na rzecz grubszych blach podstawy, co jest związane z oszczędnością nakładów pracy.



Rys. 2. Proste połączenie słupa z fundamentem.

Pełne utwierdzenie słupa w fundamencie, jest rozwiązaniem nieekonomicznym, ze względu na koszty wykonania podstawy słupa, pracochłonność wykonania elementów kotwiących, a także koszt wykonania większych stóp fundamentowych i przenoszenia znacznych obciążeń na grunt.

Podczas obliczania nośności i sztywności podstaw słupów wg [1] uwzględnia się następujące składniki:

- w strefie rozciąganej:
  - blacha podstawy słupa poddana zginaniu,
  - śruby kotwiące poddane rozciąganiu,
  - środnik słupa poddany rozciąganiu,
- w strefie ściskanej:
  - beton fundamentu (łącznie z podlewką) poddany ściskaniu,
  - blacha podstawy zginana w strefie docisku,
  - pas i środnik słupa poddany ściskaniu.

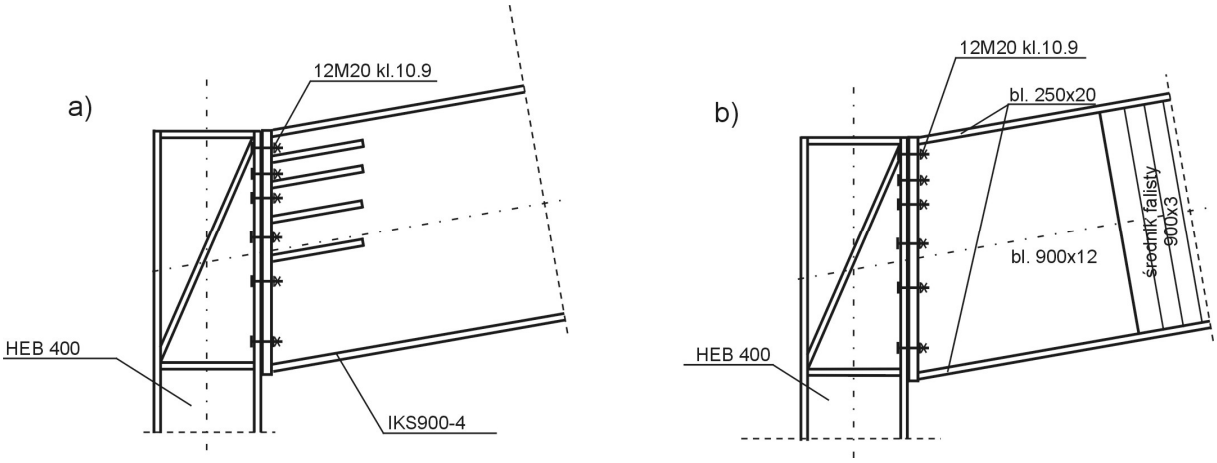
Siłę poprzeczną działającą w trzonie słupa przenosi się na fundament przez ścinanie śrub kotwiących, lub tarcie między blacha podstawy a betonem fundamentu. Szczegółowe zasady obliczeń podstaw słupów wg [1] są przedstawione w [2].

3. POŁĄCZENIA RYGLA DACHOWEGO ZE SŁUPEM

W przypadku połączeń dachowych rygli blachownicowych ze słupem oraz styków rygli, najczęściej stosuje się połączenia doczołowe na śruby wysokiej wytrzymałości. Węzły takie charakteryzują się z jednej strony dużym ramieniem sił, wynikającym ze znacznej wysokości konstrukcyjnej belki, z drugiej strony rozkład sił wewnętrznych w połączeniu jest w pewnym stopniu zakłócony przez niedokładności wykonawcze i stateczność środnika, który często jest przekrojem klasy 3 lub 4.

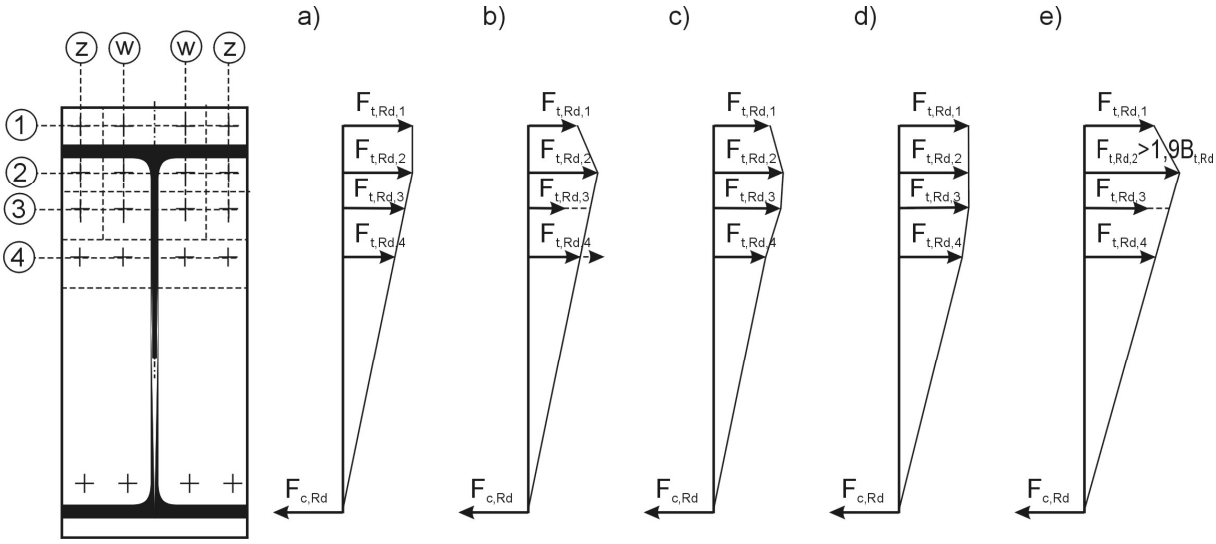
Aby zapewnić odpowiednią nośność i prawidłowe przenoszenie sił w środniku blachownicy często projektuje się wzmocnienia środnika w postaci żeber podłużnych (rys. 3a), lub innego sposobu użebrowania. Niekiedy, w przypadku bardzo smukłych środników płaskich, bądź środników falistych, wymienia się smukły środnik klasy 4, w strefie przywęzłowej, na blachę o grubości spełniającej warunki przekroju klasy 1 lub 2 (rys. 3b).

W przypadku „lekkich" połączeń słupów z fundamentem, połączenie rygla ze słupem musi przenosić znaczne momenty zginające. By zwiększyć nośność połączenia, a zarazem zwiększyć sztywność układu konstrukcyjnego, projektanci stosują trójkątne dystansowe żebra usztywniające (skosy). Zwiększa się również liczbę śrub w połączeniu. W takim wypadku, prócz szeregów śrub przylegających do pasa belki stosuje się dodatkowe szeregi śrub poniżej pasa rozciąganego. Aby nie zmniejszać ramienia sił wewnętrznych, a uzyskać połączenie zdolne do przeniesienia wymaganego momentu zginającego, zwiększa się liczbę śrub w pojedynczym szeregu.



Rys. 3. Wzmacnianie panelu środnika blachownicy: a) żebrami podłużnymi, b) przez wymianę środnika

Obliczanie połączeń wieloszeregowych można prowadzić przy założeniu sprężystego lub plastycznego rozdziału sił wewnętrznych na poszczególne szeregi śrub (rys. 4). Sprężysta redystrybucja sił wewnętrznych może być zawsze stosowana, należy jednak sprawdzić, czy o nośności drugiego i kolejnych szeregów śrub poniżej pasa rozciąganego rygla, nie decyduje któraś ze słabych części podstawowych. Przyjmując sprężystą redystrybucję sił, połączenie zazwyczaj projektuje się tak, aby o nośności pierwszego szeregu decydowała nośność śrub na rozciąganie. W takim przypadku, ze względu na ograniczoną odkształcalność, ogranicza się zazwyczaj liczbę szeregów śrub do trzech. Stosowanie plastycznej redystrybucji sił jest ograniczone właściwościami plastycznymi śrub, przekroju elementów łączonych oraz całego węzła. W przypadku połączeń z relatywnie grubymi blachami czołowymi, zniszczenie węzła może nastąpić wskutek zerwania śrub. W przypadku, gdy nośność szeregu, odniesiona do dwóch śrub jest większa od $1{,}9F_{t,Rd}$, norma [1] nakazuje liniowe ograniczenie nośności kolejnych szeregów śrub położonych bliżej środka obrotu.

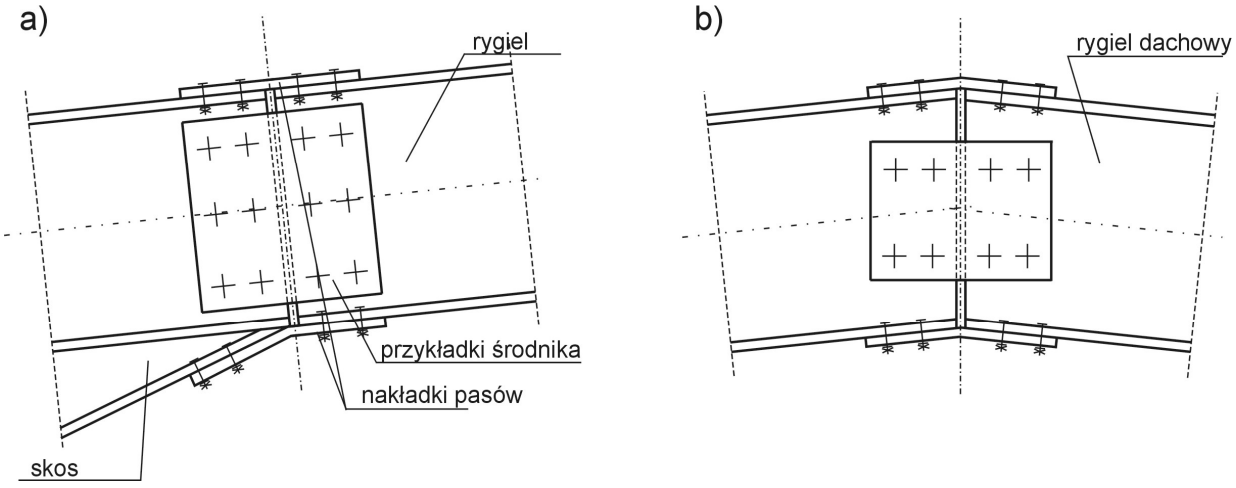


Rys. 4 Schematy redystrybucji sił wewnętrznych na poszczególne szeregi śrub.

Sposoby obliczania nośności i sztywności takich węzłów wg [1] zostały omówione w wielu pozycjach literaturowych np. [2], [3], [4].

4. STYKI MONTAŻOWE RYGLI DACHOWYCH

Połączenia montażowe rygli, zarówno w miejscu styku ze skosem, jak i w kalenicy coraz częściej są projektowane jako doczołowe połączenia śrubowe. Jednak czasami, dążąc do uniknięcia kosztownych operacji spawania, można spotkać węzły zaprojektowane jako zakładkowe połączenia śrubowe (rys. 5). Styki takie, ze względu na konieczność ograniczenia przemieszczeń, zwykle projektuje się jako połączenia zakładkowe cierne. Niemniej podatność zastosowanych nakładek, jak również rozmieszczenie śrub w przykładkach powoduje, że takie połączenia mają również znaczną podatność.



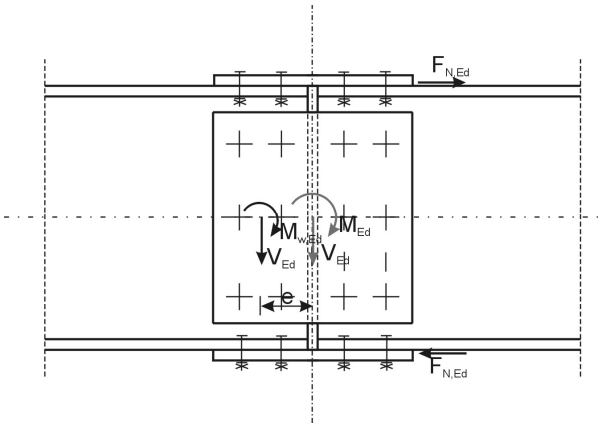
Rys. 5 Zakładkowe styki rygla dachowego a) ze skosem, b) w kalenicy.

Przy projektowaniu takiego połączenia zakładkowego bardzo ważnym zagadnieniem jest odpowiedni dobór wymiarów elementów łączących jednostronnych nakładek w miejscu przerwanych pasów i dwustronnych przykładek w miejscu przerwanego środnika. Wymiary nakładek i przykładek należy przyjąć tak, aby został spełniony warunek:

$$\frac{I_N}{I_P} \cong \frac{I_f}{I_w}. \tag{1}$$

gdzie: I_N – moment bezwładności nakładek, I_P - moment bezwładności przykładek, I_f - moment bezwładności pasów rygla, I_w - moment bezwładności środnika rygla.

Można określić dwa sposoby projektowania takich połączeń śrubowych: „na siłę”, lub „na przekrój”. W przypadku projektowania styku śrubowego na „siłę” siły wewnętrzne (siła poprzeczną V_{Ed} i moment zginający M_{Ed}.) w danym przekroju, w którym przyjęto połączenia ustala się na podstawie obliczeń statycznych. Przy projektowaniu „na przekrój” liczbę śrub oblicza się przy ustalonym przekroju poprzecznym elementu, zakładając, że nośność śrub ma odpowiadać miarodajnej nośności łączonego elementu. Rozkład obciążenia w rozważnym styku śrubowym pokazano na rys. 6. W takim styku śrubowym siłę poprzeczną V_{Ed} w całości przenosi środnik, a w miejscu braku środnika – przykładki, natomiast moment zginający M_{Ed} rozdziela się na momentu zginający $M_{P,Ed}$ przenoszony przez środnik (przykładki) i moment $M_{N,Ed}$ przenoszony przez pasy (nakładki).



Rys. 6. Rozkład obciążenia w zakładkowym połączeniu rygli.

Rozdział sił wewnętrznych odbywa się proporcjonalnie do sztywności nakładek (pasów) oraz przykładek (środnika).

$$M_{N,Ed} = M_{Ed} \frac{I_N}{I_N + I_P} \tag{2}$$

$$M_{P,Ed} = M_{Ed} \frac{I_P}{I_N + I_P} \tag{3}$$

gdzie: oznaczenia jw.

Moment zginający $M_{N,Ed}$, przypadający na pasy, rozkłada się na parę sił, które to siły są przenoszone przez złącze pomiędzy pasem rygla a nakładkami.

$$F_{N,Ed} = \frac{M_{N,Ed}}{H}, \tag{4}$$

Obciążenie przypadające na przykładki i środnik ($M_{P,Ed}$ i V_{Ed}) należy odnieść do środka ciężkości grupy łączników po jednej stronie styku, otrzymując ostatecznie obciążenie połączenia śrubowego w postaci siły poprzecznej V_{Ed} i momentu zginającego $M_{w,Ed}$ według wzoru:

$$M_{w,Ed} = M_{P,Ed} + V_{Ed} \cdot e, \tag{5}$$

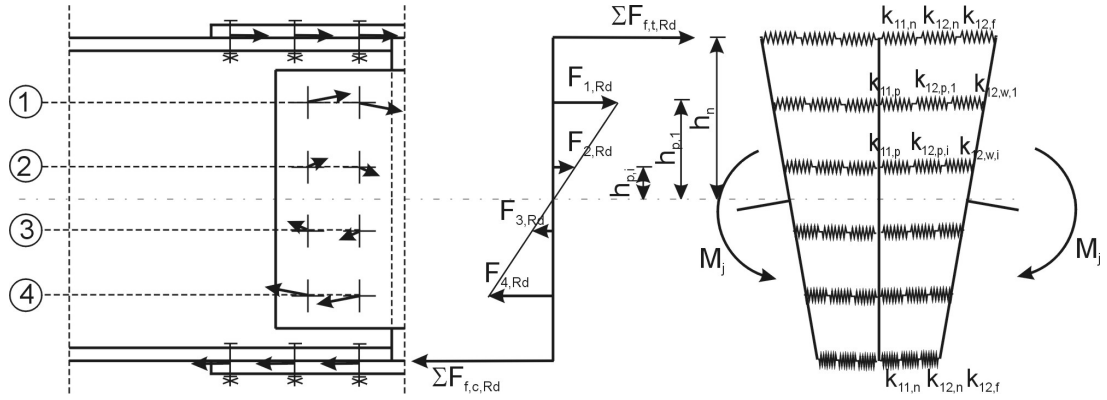
gdzie: e - jest odległością środka ciężkości łączników w złączu środnik – przykładki, do środka połączenia.

Dalsze obliczenia prowadzi się w sposób identyczny jak dla połączeń zakładkowych, sprawdzając nośność łączników jak i elementów osłabionych otworami na łączniki, zgodnie z zasadami podanymi w [1] [5].

Norma [1] nie podaje procedur na obliczanie sztywności połączeń zakładkowych. Analizując pracę takiego połączenia, można zauważyć, że na sztywność węzła decydujący wpływ mają odkształcenia nakładek i poślizgi w stykach. Model mechaniczny (rys. 7), do określania sztywności węzła opracowano przy założeniach:

- wpływ siły poprzecznej w węźle jest zaniedbywalny (połączenia takie są zazwyczaj oddalone o podpór),

- rozkład sił na poszczególne śruby w złączu przykładek ze środnikiem jest liniowo sprężysty,
- złącza są zaprojektowane tak, by o ich nośności decydowało ścięcie śruby, lub owalizacja otworu w skutek docisku śruby do ścianek.



Rys. 7. Model mechaniczny do określania sztywności węzła zakładkowego.

Wśród części składowych, biorących udział w odkształcalności węzła można wyróżnić:
- śruby ścinane w złączu nakładek z pasem rygla $k_{11,n}$,
- śruby dociskane do nakładek $k_{12,n}$,
- śruby dociskane do pasa rygla $k_{12,f}$,
- śruby ścinane w złączu przykładek ze środnikiem rygla $k_{11,p}$,
- śruby dociskane do przykładek $k_{12,p}$,
- śruby dociskane do środnika rygla $k_{12,w}$,

W przypadku podwójnej symetrii węzła, sztywność początkowa połączenia może być obliczana ze wzoru:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\mu \cdot \dfrac{1}{4 \cdot k_{eq}}} \tag{6}$$

gdzie: μ - jest stosunkiem sztywności, w przypadku obliczania sztywności początkowej μ=1, E – moduł sprężystości stali, k_{eq} – zastępczy współczynnik sztywności w odniesieniu do rozpatrywanego fragmentu połączenia, z_{eq} – zastępcze ramie dźwigni odniesione do chwilowego środka obrotu węzła.

Środek obrotu rygla względem węzła znajduje się w środku ciężkości układu śrub. W węźle symetrycznym, można przyjąć, że znajduje się on na osi rygla. Zastępczy współczynnik sztywności oblicza się dla grupy szeregów śrub leżących po jednej stronie środka ciężkości ze wzoru:

$$k_{eq} = \frac{k_{eff,n} \cdot h_n + \sum k_{eff,p,i} \cdot h_{p,i}}{z_{eq}} \tag{7}$$

gdzie: $k_{eff,n}, k_{eff,p}$ - są efektywnymi współczynnikami sztywności odpowiednio połączenia pasa rygla z nakładkami i poszczególnych szeregów śrub

w połączeniu środnika rygla z przykładkami, h_n, h_p - odległości poszczególnych szeregów śrub od środka obrotu, z_{eq} - zastępcze ramię dźwigni.

W przypadku połączenia niesymetrycznego, zastępczy współczynnik sztywności należy przyjąć jako średnią wartość ze współczynników ściskanej i rozciąganej strefy węzła. Zastępcze ramię dźwigni oblicza się ze wzoru:

$$z_{eq} = \frac{k_{eff,n} \cdot h_n^2 + \sum k_{eff,p,i} \cdot h_{p,i}^2}{k_{eff,n} \cdot h_n + \sum k_{eff,p,i} \cdot h_{p,i}} \tag{8}$$

gdzie: oznaczenia jw.

Efektywne współczynniki sztywności szeregów śrub są sumą współczynników sztywności poszczególnych części podstawowych. W złączu pasa rygla z nakładkami uwzględnia się następujące części podstawowe:

- śruby ścinane w złączu nakładek z pasem rygla $k_{11,n}$:

$$k_{11,n} = \frac{8 \cdot n_n \cdot d^2 \cdot f_{u,b}}{E \cdot d_{M16}} \tag{9}$$

- śruby dociskane do nakładek $k_{12,n}$:

$$k_{12,n} = \frac{12 \cdot n_n \cdot k_{b,n} \cdot k_{t,n} \cdot d \cdot f_u}{E} \tag{10}$$

- śruby dociskane do pasa rygla $k_{12,f}$,

$$k_{12,f} = \frac{12 \cdot n_n \cdot k_{b,f} \cdot k_{t,f} \cdot d \cdot f_u}{E} \tag{11}$$

W złączu środnika rygla z przykładkami należy rozpatrzeć indywidualnie poszczególne szeregi śrub. Uwzględnia się tutaj następujące części składowe:

- śruby ścinane w złączu przykładek ze środnikiem rygla $k_{11,p}$,

$$k_{11,p,i} = \frac{8 \cdot n_{p,i} \cdot d^2 \cdot f_{u,b}}{E \cdot d_{M16}} \tag{12}$$

- śruby dociskane do przykładek $k_{12,p}$,

$$k_{12,p,i} = \frac{12 \cdot n_{p,i} \cdot k_{b,p} \cdot k_{t,p} \cdot d \cdot f_u}{E} \tag{13}$$

- śruby dociskane do środnika rygla $k_{12,w}$,

$$k_{12,w,i} = \frac{12 \cdot n_{p,i} \cdot k_{b,w} \cdot k_{t,w} \cdot d \cdot f_u}{E} \tag{14}$$

gdzie: n_n jest liczną śrub w złączu pasa rygla z nakładką, $n_{p,i}$ jest liczą śrub w i-tym szeregu złącza pasa z przykładkami, d jest średnicą śrub, d_{M16} jest średnicą śruby

odniesienia, f_u jest wytrzymałością stali na rozciąganie, k_b, k_t są współczynnikami uwzględniającymi konfigurację połączenia:

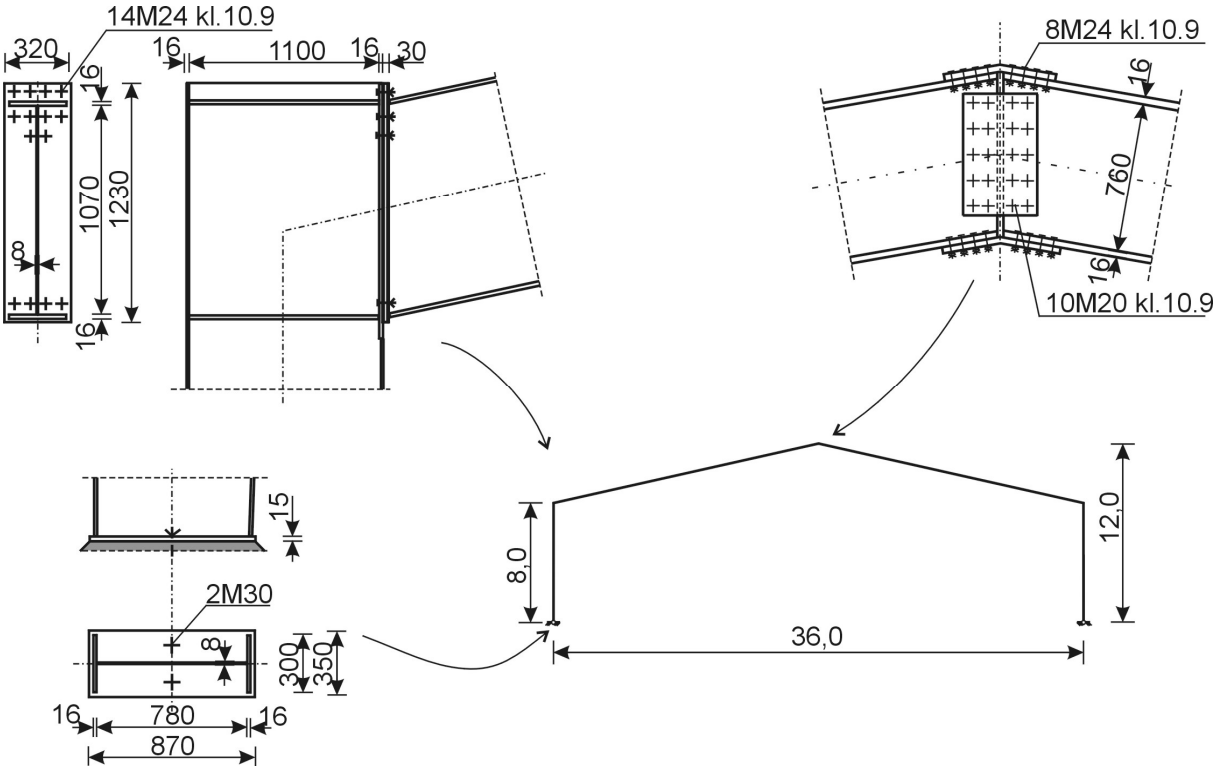
$$k_b = \min \begin{cases} 0{,}25 \cdot \dfrac{e}{d} + 0{,}5 \\ 0{,}25 \cdot \dfrac{p}{d} + 0{,}375 \\ 1{,}25 \end{cases} \tag{15}$$

$$k_t = \frac{1{,}5 \cdot t}{d_{M16}} \quad lecz \quad k_t < 2{,}5 \tag{16}$$

gdzie dla rozpatrywanej części podstawowej t jest jej grubością, e jest odległością śruby od krawędzi części w kierunku działania siły, p jest rozstawem śrub w kierunku działania siły.

5. WPŁYW SZTYWNOŚCI WĘZŁÓW NA ROZKŁAD SIŁ WEWNĘTRZNYCH W RAMIE PORTALOWEJ

Analizę wpływu sztywności węzłów na rozkłady sił wewnętrznych wykonano na przykładzie portalowej ramy pośredniej o rozpiętości 36 m i wysokości w kalenicy 12 m [2]. Rygle i słupy ramy zaprojektowano jak blachownice o przekroju poprzecznym zmiennym na swej długości. Przyjęty schemat statyczny zakłada sztywne połączenia rygli ze słupami i rygli w kalenicy oraz przegubowe połączenie słupa z fundamentem (rys. 8).



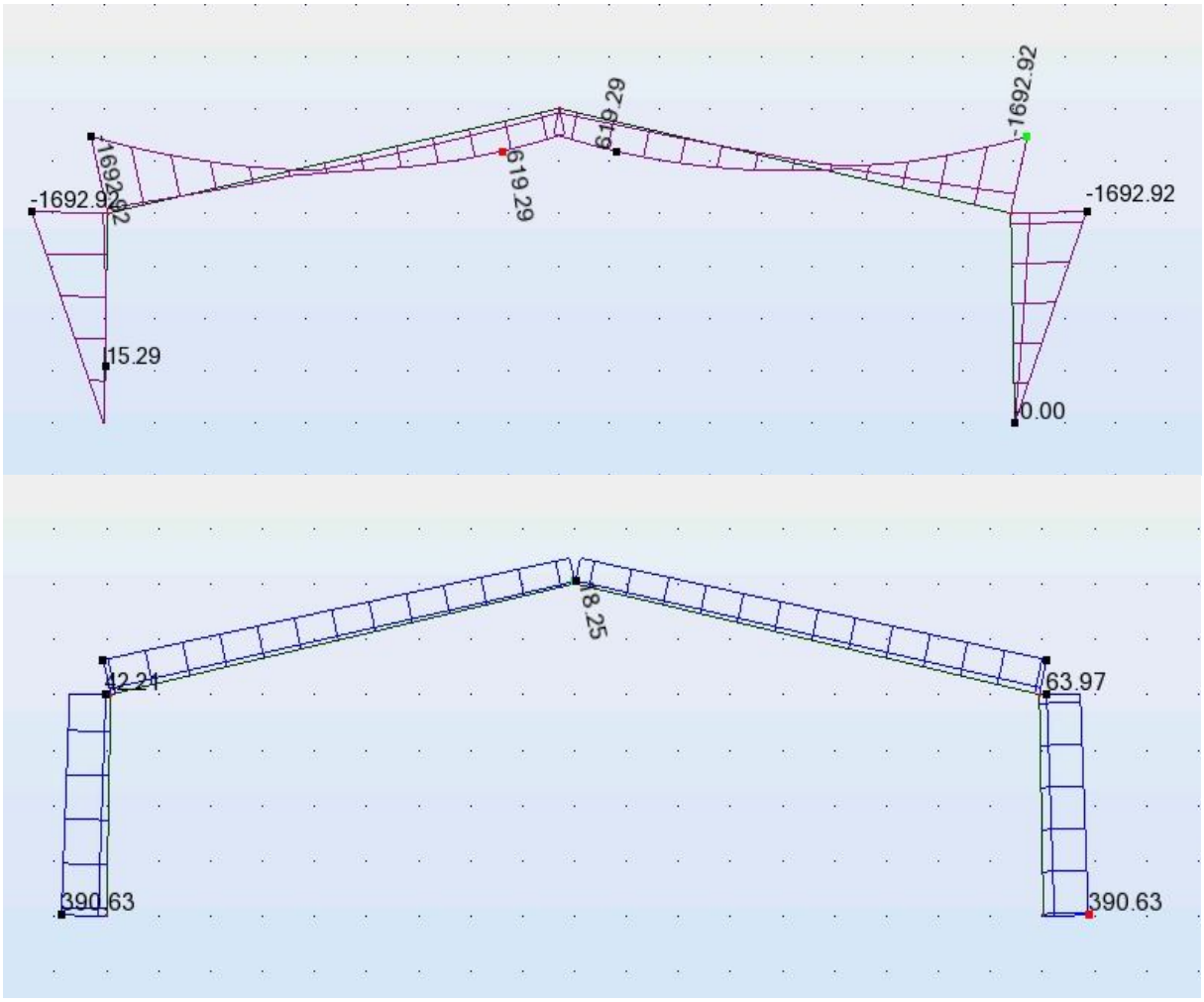
Rys. 8. Schemat głównego układu konstrukcyjnego hali wraz z węzłami montażowymi.

Przyjęto następujące obciążenia na ramę [2]:

- obciążenie stałe na ryglu dachowym 6,4 kN/m
- obciążenie stałe ze ściany osłonowej 2,5 kN/m
- obciążenie śniegiem równomierne na połaci dachowej 6,9 kN/m
- obciążenie wiatrem na ryglu dachowym 1,15 do -8,2 kN/m
- obciążenie wiatrem na słup (parcie) 4,5 kN/m
  (ssanie) -1,9 kN/m

Zakres wartości obciążenia przypadającego na rygiel dachowy wynika z rozmieszczenia pól o różnych współczynnikach ciśnienia na powierzchni dachu.

Do analizy statycznej użyto programu Autodesk Robot [6]. Obwiednie momentów i sił osiowych, dla schematu bez uwzględnienia podatności węzłów przedstawiono na rysunku 9.

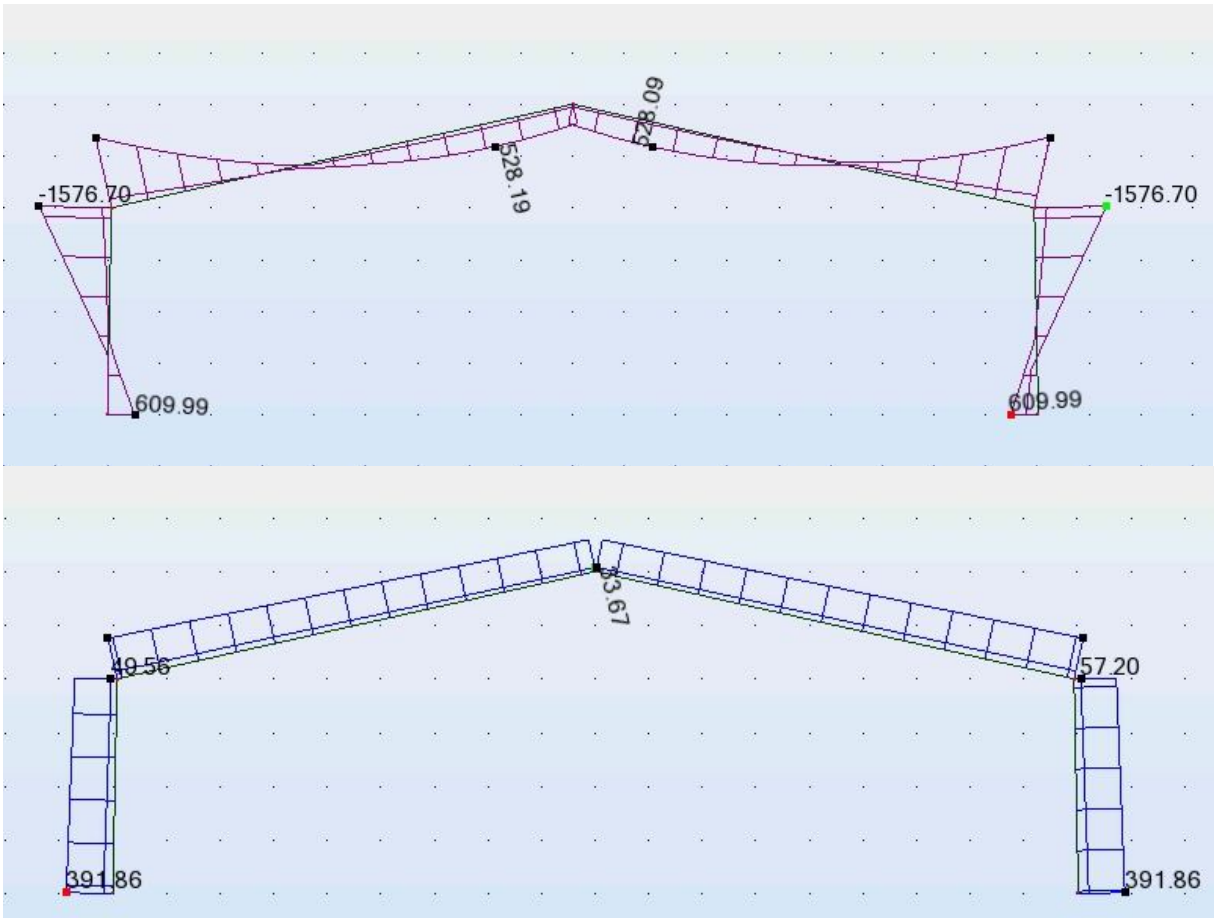


Rys. 9. Wykresy momentów i sił osiowych w elementach ramy bez uwzględnienia podatności węzłów

Z analizy nośności i sztywności węzłów według metody składnikowej, otrzymano parametry podatnościowe węzłów. Do oszacowania tych parametrów wykorzystano siły wewnętrzne w ramie otrzymane z obliczeń statycznych.

- podstawa słupa $M_{Rd} = 610 kNm$ $S_{j,ini} = 1{,}285 \cdot 10^6\, kNm/rad$
- połączenie rygla ze słupem $M_{Rd} = 1938 kNm$ $S_{j,ini} = 2{,}293 \cdot 10^6\, kNm/rad$
- połączenie kalenicowe $M_{Rd} = 1343 kNm$ $S_{j,ini} = 1{,}937 \cdot 10^6\, kNm/rad$

Wpływ podatności węzłów uwzględniono modelując je jako sprężyny o krzywoliniowej charakterystyce wg aproksymacyjnej funkcji Chena. Siły wewnętrzne w ramie z uwzględnieniem podatności węzłów zostały przedstawione na rysunku 10.



Rys. 10. Wykresy momentów i sił osiowych w elementach ramy z uwzględnieniem podatności węzłów

Jak można zauważyć, przez uwzględnienie nośności i sztywności węzłów, otrzymano inny rozkład sił wewnętrznych w ramie. Różnice momentów zginających wynoszą nawet do kilkunastu procent.

6. WNIOSKI

Racjonalne kształtowanie portalowych ram stalowych polega nie tylko na odpowiednim dobraniu ich układu konstrukcyjnego, schematu statycznego czy typu przekrojów, ale również na przyjęciu odpowiedniego rozwiązania węzłów konstrukcyjnych i uwzględnieniu ich podatności. W niektórych przypadkach przyjęcie prostych rozwiązań konstrukcyjnych węzłów nie oznacza drastycznych zmian w nośności układu konstrukcyjnego, a pozwala na znaczną oszczędność kosztów i robocizny. W prostych połączeniach słupów z fundamentem, zwłaszcza w przypadku podstaw słupów o przekroju blachownicowym, ze względu na siłę osiową, otrzymujemy węzeł, który jest stosunkowo sztywny i o wystarczającej nośności do przejęcia nawet znacznych momentów zginających. Procedury obliczania charakterystyk węzłów metodą składnikową pozwalają projektantowi na „sterowanie” konstrukcją węzła tak, by osiągnąć jego żądaną charakterystykę jak

najmniejszym kosztem. Wytyczne podane w normie [1], nie obejmują jednak wszystkich możliwych rozwiązań konstrukcyjnych węzłów. W referacie przedstawiono procedurę obliczania sztywności połączenia zakładkowego. Aby nie ograniczać twórczej inwencji konstruktorów należałoby w przyszłości opracować procedury i wzory określania charakterystyki innych węzłów często stosowanych w konstrukcjach budowlanych.

Literatura

[1] PN-EN 1993-1-8: 2006. Eurokod 3 – Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów.
[2] Stalowe konstrukcje budynków projektowane według eurokodów z przykładami obliczeń. Budownictwo ogólne t. 5. (pod kier. M. Giżejowskiego i J. Ziółki). Arkady, Warszawa 2010.
[3] Kawecki W., Kawecki P., Klimek A., Łaguna J.: Uproszczona procedura projektowania sztywnych doczołowych połączeń sprężanych na podstawie PN-EN 1993-1-8. Inżynieria i Budownictwo nr. 7/2009 s. 393-398, 2009.
[4] Sedlacek G., Weynand K., Oerder S., Hüller V. – Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau DSTV, Stahlbau – Verlagsgesellschaft, 2000.
[5] Kozłowski A. (red): Konstrukcje stalowe. Przykłady obliczeń według PN-EN 1993-1. część 1. Wybrane elementy i połączenia. Oficyna Wyd. Pol. Rzeszowskiej, Rzeszów, 2009.
[6] Robot Structural Analysis. Autodesk, 2010.

SHAPING OF PORTAL FRAMES WITH BOLTED JOINTS

Summary

The rational shaping of steel portal frames relies not only on suitable choice of the structural system, static schema or the type of sections, but also on the suitable solution of joints and their actual characteristics. In the paper, the influence of the strength and stiffness of the joints on redistribution of internal forces in the one-storey portal frame was presented. The procedure for calculation of the stiffness of the bolted splice joints was elaborated too.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Wojciech RADOMSKI
Politechnika Warszawska

PRZYSZŁOŚĆ MOSTOWNICTWA W ŚWIETLE OBSERWOWANYCH KIERUNKÓW JEGO ROZWOJU

1. WPROWADZENIE

Wszelkie rozważania dotyczące przyszłości, zwłaszcza tej bardziej wybiegającej w przód od bieżącego czasu, są zawsze obarczone dużą dozą ryzyka nietrafności przewidywań. Nie inaczej jest zapewne i w przypadku mostownictwa. Niemniej jednak, obserwując kierunki jego rozwoju, można pokusić się o pewne prognozy, które mają realne podstawy. Temat niniejszego opracowania nie jest czczą futurologią. Warto bowiem, znając dzisiejsze możliwości techniczne i technologiczne (materiałowe i wykonawcze) oraz uwarunkowania ekonomiczne oraz plany niektórych inwestycji światowych, zastanowić się nad tym, jaka będzie rola mostownictwa w życiu gospodarczym i społecznym w niedalekiej przyszłości, jakie rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe będą stosowane, jaka wreszcie będzie estetyka obiektów mostowych. Warto też rozważyć, jak mostownictwo w naszym kraju wpisywać się będzie w nurty rozwoju mostownictwa światowego. Wnioski, płynące z takich rozważań mają znaczenie dotyczące także treści i form kształcenia, zarówno studentów, jak i kadr technicznych mostownictwa.

Zdefiniowania wymaga użyte już pojęcie „niedaleka przyszłość". Przyjmiemy tu, że oznacza to okres mniej więcej dwóch najbliższych dekad, bo prognozowanie dotyczące dalszego jeszcze czasu obarczone jest zbyt dużym prawdopodobieństwem omylności, zwłaszcza wobec tempa zachodzących zmian.

I jedna jeszcze ważna uwaga. Otóż zakres i sposób ujęcia tematu niniejszego opracowania jest wysoce subiektywny, oparty niemal wyłącznie na własnych obserwacjach i przemyśleniach autora. Opracowanie to jest zatem z natury rzeczy wysoce dyskusyjne. Autorowi właśnie o to chodziło, aby dyskusję taką wywołać, może ona bowiem prowadzić do konkluzji istotnych dla rozwoju mostownictwa w Polsce.

2. WSPÓŁCZESNE TENDENCJE ROZWOJOWE MOSTOWNICTWA

Zdaniem autora, jako podstawowe tendencje rozwojowe współczesnego mostownictwa wymienić można następujące:

A. wprowadzanie nowych, niekonwencjonalnych materiałów konstrukcyjnych;
B. zwiększanie rozpiętości przęsłowych;

C. budowanie długich przepraw mostowych;
D. nadawanie obiektom wysoce zindywidualizowanych form architektonicznych;
E. nowa filozofia projektowania - projektowanie na trwałość (ang. *durability design*);
F. konstruowanie „inteligentnych" konstrukcji;
G. rozpatrywanie zagadnień ekonomicznych z uwzględnieniem całego okresu przewidywanej eksploatacji obiektu (ang. *whole life costing* lub *life cycle costing*);
H. stały wzrost znaczenia utrzymania i modernizacji istniejącej infrastruktury mostowej;
I. monitoring konstrukcji podczas jej eksploatacji.

Można by zapewne wymienić inne jeszcze tendencje rozwojowe, ale poprzestaniemy na już przedstawionych, korzystając z zapowiadanego na wstępie prawa do subiektywizmu.

Oczywiście scharakteryzowanie każdej z wymienionych dziewięciu tendencji wymagałoby bardzo obszernego tekstu. Ze względu na zrozumiałe ograniczenie objętości niniejszego opracowania, zasygnalizujemy tylko niektóre, najbardziej istotne ich przejawy i wynikające z nich konsekwencje. Główną uwagę zwrócimy natomiast na tendencje **A**, **B** i **D**.

Zanim przystąpimy do egzemplifikacji owych tendencji, sformułujemy kilka ogólnych uwag na temat wszystkich pozostałych. Są to następujące uwagi.

- Współczesne mostownictwo podzielić można na dwa główne obszary. Jeden – to budowanie nowych obiektów, których potrzeba wynika – najogólniej rzecz ujmując - ze wzrostu potrzeb komunikacyjnych albo ze świadomego inwestowania w rozwój sieci drogowej, aby wygenerować rozwój gospodarczy i społeczny kraju lub regionu („komunikacja to nerw gospodarki"). Drugi obszar – to szeroko rozumiane działania związane z utrzymaniem bezpiecznej i odpowiadającej współczesnym warunkom ruchu eksploatacji istniejącej infrastruktury mostowej (często użytkowanej już od wielu lat), co związane jest z naprawami, remontami, modernizacją (np. wzmocnieniem lub poszerzeniem obiektów mostowych), bądź wymianą starych obiektów na nowe. Pierwszy obszar jest znacznie bardziej spektakularny, drugi – zdecydowanie mniej. Oba jednak mają równie ważne znaczenie gospodarcze i społeczne, często zaś ten drugi obszar może mieć nawet większe znaczenie od pierwszego. Taka dwuobszarowość występuje i na świecie (nie wyłączając tzw. krajów wysoko rozwiniętych) i w Polsce. Jest to sprawa znana, ale warta przypomnienia, bo ten drugi obszar jest źródłem bardzo dynamicznego rozwoju metod napraw oraz wzmocnień konstrukcji mostowych w ostatnich latach (tendencja **H**). Już obecnie dostępna jest bardzo szeroka paleta rozwiązań materiałowych i technologicznych, która będzie zapewne ulegać w następnych latach dalszemu zwiększeniu.
- Niemal wszystkie wymienione poprzednio tendencje są ze sobą wzajemnie powiązane. Wystarczy zauważyć, że z tendencji **E** (*„durability design"*) wynika tendencja **G** (*„whole life costing"*). Łączne rozpatrywanie kosztów inwestycji mostowych i kosztów ich utrzymania w ciągu całego przewidywanego okresu eksploatacji może bowiem doprowadzić (i zwykle doprowadza) do wniosku, że zwiększenie doraźnych kosztów realizacji, zapewniających wysoką trwałość obiektu jest z nadwyżką rekompensowane przez obniżenie szeroko rozumianych kosztów jego utrzymania (np. eliminacja lub znaczne ograniczenie kosztów remontów).
- Owe tendencje **E** i **G** są na świecie coraz bardziej widoczne, zwłaszcza w odniesieniu do dużych i kosztownych obiektów mostowych, o wielkim znaczeniu komunikacyjnym. Na przykład projektanci słynnego już wiaduktu Millau we Francji musieli wykazać, że jego trwałość (rozumiana jako okres zachowania przez obiekt wymaganych cech wytrzymałościowych i eksploatacyjnych) wynosi 120 lat. Przy tej okazji warto nadmienić, że *„projektowanie na trwałość"* oparte jest na innej filozofii od stosowanych obecnie metod projektowania. Podstawowe, ale obszernie ujęte informacje na ten temat można znaleźć na przykład w publikacji [1]. Obecnie powszechnie stosowane metody projektowania nie

pozwalają na określenie trwałości obiektów mostowych. Dlatego wszelkie wymagania formalne dotyczące okresu trwałości tych obiektów lub poszczególnych elementów ich konstrukcji i wyposażenia (np. urządzeń dylatacyjnych) są jedynie wymaganiami „życzeniowymi", bez żadnych podstaw merytorycznych [2].

- Budowanie długich przepraw mostowych (tendencja **C)** podyktowane jest przede wszystkim aktywizacją gospodarczą i społeczną bądź – jak już wspomniano – stworzeniem bodźców do takiej aktywizacji. Dotyczy to w szczególny sposób istniejących, realizowanych i planowanych przepraw międzykontynentalnych [3], jak i przede wszystkim przepraw w krajach wyspiarskich. Najnowszym przykładem tych ostatnich jest gigantyczny program łączenia szlakami drogowymi i kolejowymi przybrzeżnych wysp Korei Południowej. Fragmentem tego programu jest kończona obecnie mostowa przeprawa Incheon, mająca długość 12 km, którą opisano w publikacji [4].
- Konstruowanie „inteligentnych" konstrukcji (tendencja **F**), a więc zaopatrzonych |w urządzenia samoreagujące na różnego rodzaju zagrożenia, jest na ogół praktykowane w budowie obiektów mostowych na terenach sejsmicznych lub terenach o silnych oddziaływaniach wiatrowych. Są to przeważnie rozmaite tłumiki (np. masowe lub hydrauliczne), ograniczniki przemieszczeń i drgań oraz specjalnie wykonstruowane przeguby i łożyska. Obiekty mostowe stają się w tych przypadkach swoistymi mechanizmami. Wymaga to ich projektowania w sposób odbiegający od tradycyjnego. Są podstawy, aby tendencję **F** traktować jako jeden z ważniejszych kierunków rozwojowych mostownictwa, ponieważ owe urządzenia samoreagujące, głównie tłumiki i ograniczniki, stanowią pewien substytut masy i sztywności konstrukcji tradycyjnych, co pozwala na projektowanie lżejszych i smuklejszych obiektów od dotychczasowych.
- Tendencja **I** (monitoring podczas eksploatacji) jest coraz wyraźniejsza nie tylko na świecie, ale i w naszym kraju. Dotyczy ona szczególnie konstrukcji o dużej skali i znaczeniu komunikacyjnym. Jako polskie przykłady można podać most przez Wisłę: w Puławach (łukowy) oraz w Płocku (podwieszony), w których zainstalowane zostały systemy monitoringu. Najogólniej rzecz ujmując celem monitorowania jest gromadzenie danych o rzeczywistym reagowaniu konstrukcji na działanie obciążeń użytkowych i oddziaływań środowiskowych (zmian temperatury, wiatru, opadów). Pozwala to na możliwie wczesne wykrywanie ewentualnych nieprawidłowości i zagrożeń. Są podstawy, aby twierdzić, że ten kierunek rozwojowy będzie coraz powszechniejszy i system monitoringu (czujniki odkształceń, przemieszczeń linowych i kątowych, przyspieszeń oraz urządzenia akwizycji i przesyłania danych) stanowić będzie w pewnej klasie obiektów mostowych ich typowe wyposażenie. Projekt monitoringu jest już obecnie i to także w Polsce niejednokrotnie składowym elementem projektu budowli mostowej. Jest to, przynajmniej u nas, stosunkowo nowe i pozytywne zjawisko. Pewne dodatkowe koszty instalacji i obsługi monitoringu są ponoszone przez inwestorów w dobrze pojętym interesie własnym.

3. NIEKONWENCJONALNE MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE

Można śmiało sformułować tezę, że zastosowanie niekonwencjonalnych materiałów konstrukcyjnych stanowi obecnie, a zapewne stanowić będzie i w najbliższej przyszłości, wiodący czynnik wpływający na drogi rozwojowe mostownictwa. Wyjaśnienia jednak wymaga samo pojęcie „materiału niekonwencjonalnego", który może być różnie definiowany. Tu za materiał niekonwencjonalny będziemy uważać taki materiał konstrukcyjny, odnośnie do którego brak jest jeszcze oficjalnych, krajowych lub międzynarodowych, norm projektowania obiektów mostowych, choć oczywiście mogą być już opracowane zalecenia lub wytyczne jego stosowania w mostownictwie.

Niekonwencjonalnymi materiałami (zwanymi też materiałami nowej generacji), które wprowadzane są do mostownictwa w stosunkowo największym zakresie, są następujące:

- betony wysokowartościowe o normalnej gęstości, tj. z kruszywem naturalnym;
- wysokowartościowe betony lekkie, tj. na ogół z kruszywem sztucznym;
- betony samozagęszczone;
- fibrobetony;
- polimery z włóknami, głównie węglowymi, syntetycznymi lub szklanymi;
- stale wysokowartościowe;
- udoskonalone stopy aluminium.

Oprócz tego stosowane są rozmaite kombinacje wymienionych materiałów, a więc na przykład betony z mieszanek samozagęszczalnych ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien lub elementy „sandwiczowe", w których między warstwami ze stalowych blach jest zespolona z nimi warstwa tworzywa sztucznego (sprzyja to między innymi szybkiemu tłumieniu drgań).

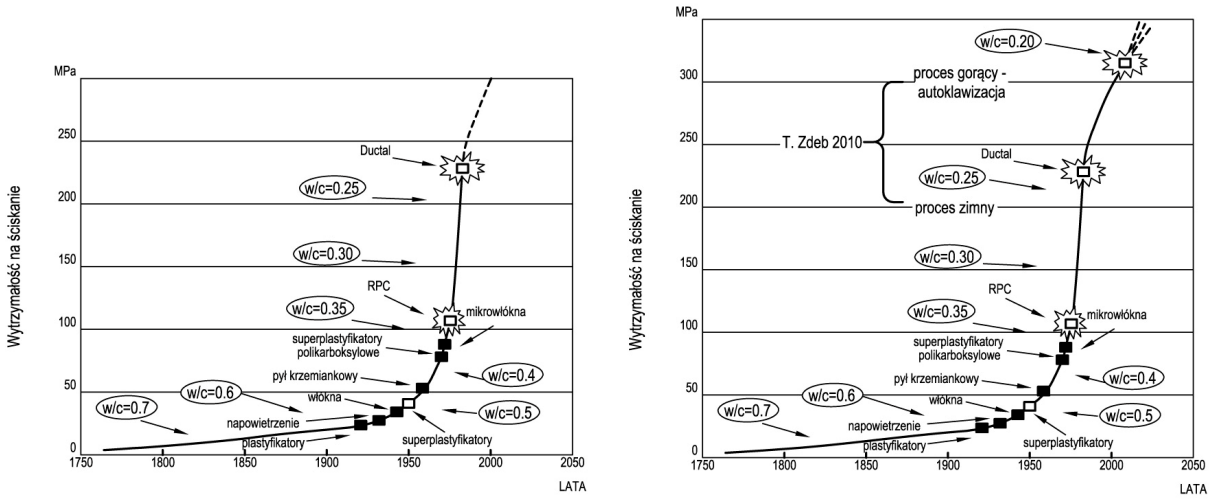
Materiały niekonwencjonalne są stosowane do budowy nowych obiektów, jak i do napraw i modernizacji istniejących, zwłaszcza do ich wzmacniania (np. taśmy, kształtki oraz maty kompozytowe typu CFRP – ang. *Carbon Fibre Reinforced Polymer*). Tu zajmiemy się tylko ich wprowadzaniem do tego pierwszego zakresu, bo te właśnie zastosowania determinują przyszłość mostownictwa.

Ponadto, ze względu na szczególnie silną tendencję wprowadzania do mostownictwa betonów nowej generacji oraz kompozytów polimerowych z włóknami, na tych właśnie materiałach skupimy dalej nasze rozważania.

Nie miejsce tu na szczegółowy opis tych materiałów, co zresztą jest zbędne wobec wielu już krajowych opracowań na ten temat w poprzednich latach (np. [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11]), oraz całkiem niedawnych (np. [12]). Zwrócimy zatem uwagę na pewne najnowsze zagadnienia i płynące z nich konsekwencje.

Na rys. 1 pokazano krzywe rozwoju betonu, opracowane przez prof. Lecha Czarneckiego z Politechniki Warszawskiej i udostępnione dzięki jego uprzejmości autorowi.

a) b)



Rys. 1. Uogólniona krzywa rozwoju betonu: (a) przed badaniami dr Tomasza Zdeba, (b) z uwzględnieniem jego badań (wg prof. L. Czarneckiego)

Wykresy pokazane na rys. 1 pozwalają na sformułowanie następujących trzech podstawowych spostrzeżeń:

- beton, choć jest jednym z najstarszych materiałów budowlanych, podlega stałemu rozwojowi, przy czym szczególnie dynamicznemu w ostatnich dekadach, a to za sprawą domieszek, dodatków i zaawansowanych procesów technologicznych – wiodąca jest tu rola chemii budowlanej, współczesny beton to na dobrą sprawę inny już materiał w porównaniu z betonami sprzed lat czterdziestu;
- główna cecha betonu wykorzystywana w zastosowaniach konstrukcyjnych, wytrzymałość na ściskanie, uległa w ostatnich latach znacznemu zwiększeniu – już dziś istnieje możliwość nie tylko laboratoryjnego wytwarzania betonu o wytrzymałości 150 MPa, a w niektórych zastosowaniach konstrukcyjnych osiągnięto już wytrzymałość ponad 200 MPa (*Ductal* – kładki dla pieszych Sherbrooke w Kanadzie oraz Seonyu w Korei Południowej);
- na uwagę zasługuje udział badaczy polskich w rozwoju betonu, czego najnowszym przykładem jest praca [13], której efektem jest beton o wytrzymałości na ściskanie przekraczającej 300 MPa.

To dążenie do wysokiej wytrzymałości na ściskanie przy jednoczesnym nadawaniu betonom (a lepiej i ściślej: tworzywom betonopodobnym) większej ciągliwości, ma oczywiście swe konsekwencje konstrukcyjne. Powstają bowiem, jak już sygnalizowano, obiekty lekkie i smukłe, o formach architektonicznych zbliżonych do wyrafinowanych konstrukcji metalowych, które byłyby po prostu nie do zrealizowania z użyciem tradycyjnego betonu. Ten aspekt wprowadzania nowych materiałów do mostownictwa poruszymy jeszcze w następnych punktach niniejszego opracowania.

Z drugiej strony, jak również już podkreślono, nowe generacje betonów korzystnie wpływają na trwałość obiektów mostowych oraz umożliwiają wzrost rozpiętości przęsłowych (por. punkt 3). Jest to owo wzajemne powiązanie tendencji rozwojowych mostownictwa – ich efekty nie są jednoczynnikowe, ale wieloczynnikowe.

Techniczne i ekonomiczne aspekty wprowadzania do mostownictwa betonów niekonwencjonalnych były już szczegółowo przedstawiane w innych opracowaniach autora, np. [5], [6]. Dlatego nie warto powtarzać znanych już informacji na ich temat. Warto natomiast stale powtarzać, że tendencja ta ma wyraźne uzasadnienie ekonomiczne mimo, że cena jednostkowa betonów nowej generacji jest wyższa od betonów konwencjonalnych (orientacyjnie od 15% do nawet 30%, zależnie od klasy betonu). Trzeba pamiętać, że na przykład w polskich warunkach koszt betonu wynosi średnio około 10% sumarycznych kosztów budowy. Zakładając więc wysoce niekorzystnie, że kubatura betonu na przykład klasy C30/35 w obiekcie jest taka sama jak betonu klasy C70/85, to wzrost sumarycznych kosztów budowy wyniesie tylko około 3%, a w zamian otrzymać można konstrukcję o znacznie wyższej jakości. Jeśli natomiast doliczyć do tego inne korzyści (zmniejszenie kubatury – w niektórych zrealizowanych obiektach nawet o 30% [5], zwiększenie trwałości, etc.), to okazuje się, że zastosowanie betonów wysokowartościowych prowadzi do oszczędności.

Według przewidywań Międzynarodowej Federacji Betonu (*fib*) [12], już niedługo betonom konstrukcyjnym stawiany będzie w standardowy niemal sposób warunek wytrzymałości rzędu 100 MPa przy jednoczesnym polepszeniu ich ciągliwości. Wyprą więc one zapewne, szczególnie w zastosowaniach do dużych obiektów mostowych, betony niższych klas. Można sformułować opinię, że Polska jest przygotowana od strony badawczej i technologicznej do tego wyzwania.

Szczególną odmianą betonów niekonwencjonalnych są betony samozagęszczone. O ich wytwarzaniu i właściwościach dowiedzieć się można z wielu już publikacji krajowych, np. [10]. Natomiast pierwsze krajowe zastosowanie konstrukcyjne tego rodzaju betonu w mostownictwie przedstawiono w pracy [14]. Dotyczyło ono łuków Mostu Zamkowego

w Rzeszowie (rys. 2), mających rozpiętość 50 m, do wykonania których zużyto około 900 m^3 betonu klasy C40/50. Mimo, że wykonano je już siedem lat temu (w lipcu 2002 roku), to nadal zastosowanie to pozostaje jednym z największych w skali nie tylko krajowej.

Rys. 2. Most Zamkowy w Rzeszowie

Można przypuszczać, że zastosowanie betonów samozagęszczonych w mostownictwie będzie wzrastać, zarówno w skali światowej, jak i krajowej. Wynika to między innymi z przedstawionej już tendencji wzrostu wytrzymałości betonów. Pocienianie przekrojów elementów konstrukcyjnych, nadawanie im wyrafinowanych kształtów (por. punkt 4) przy jednoczesnym dążeniu do nadania materiałowi ciągliwości, prowadzi do wzrostu procentu zbrojenia stalowymi prętami, co stwarza duże trudności w zagęszczaniu mieszanki i przez to jest źródłem ludzkich błędów. Eliminacja mechanicznego zagęszczania mieszanki betonowej na budowie, to jedna z bardziej szczegółowych tendencji rozwojowych mostownictwa.

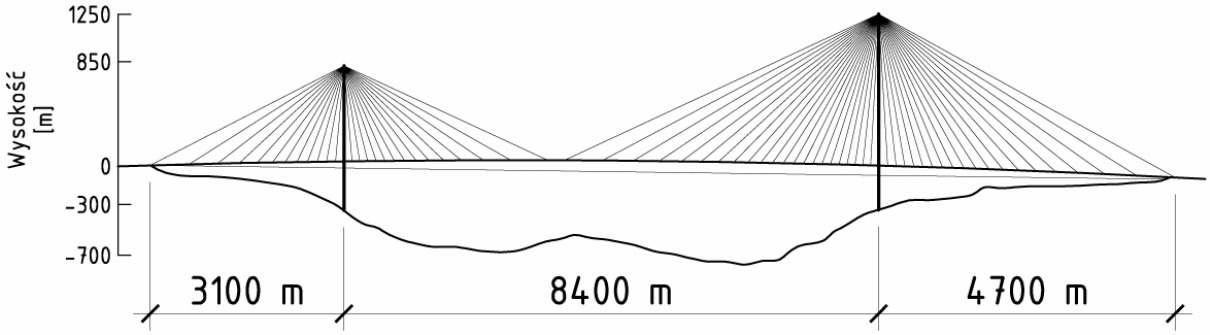
Budowanie obiektów mostowych z polimerowych elementów kompozytowych ze zbrojeniem w postaci włókien, głownie węglowych i szklanych, to już dzień dzisiejszy mostownictwa – jest wiele przykładów realizacji tego rodzaju konstrukcji. Bardziej szczegółowe informacje na ten temat można znaleźć już i w krajowych publikacjach, np. [9], [10]. Co więcej, w Polsce wykonano już kładkę dla pieszych o rozpiętości około 40 m z kompozytowym pomostem (rys. 3).

a) b)

Rys. 3. Kładka dla pieszych kolo Kórnika: a) widok; b) pomost.

Jest ona zlokalizowana koło Kórnika, nad drogą ekspresową S11. Obiekt ten zaprojektowano w Zakładzie Mostów Politechniki Warszawskiej i oddano do użytku w 2007 roku.

Polimerowe materiały kompozytowe pozwalają na projektowanie konstrukcji mostowych o wielkich rozpiętościach przęsłowych, niemożliwych do uzyskania przy stosowaniu nawet najwyższej klasy materiałów konwencjonalnych, nawet stali lub stopów aluminium. Przykładem tego jest pokazany na rys. 4 projekt kompozytowego mostu przez Cieśninę Gibraltarską, w jej najwęższym miejscu [15]. Warto zauważyć, że projekt ten pochodzi sprzed niemal ćwierćwiecza – już wtedy kompozyty polimerowe obiecywały tak wiele.



Rys. 4. Projekt mostu kompozytowego przez Cieśninę Gibraltarską.

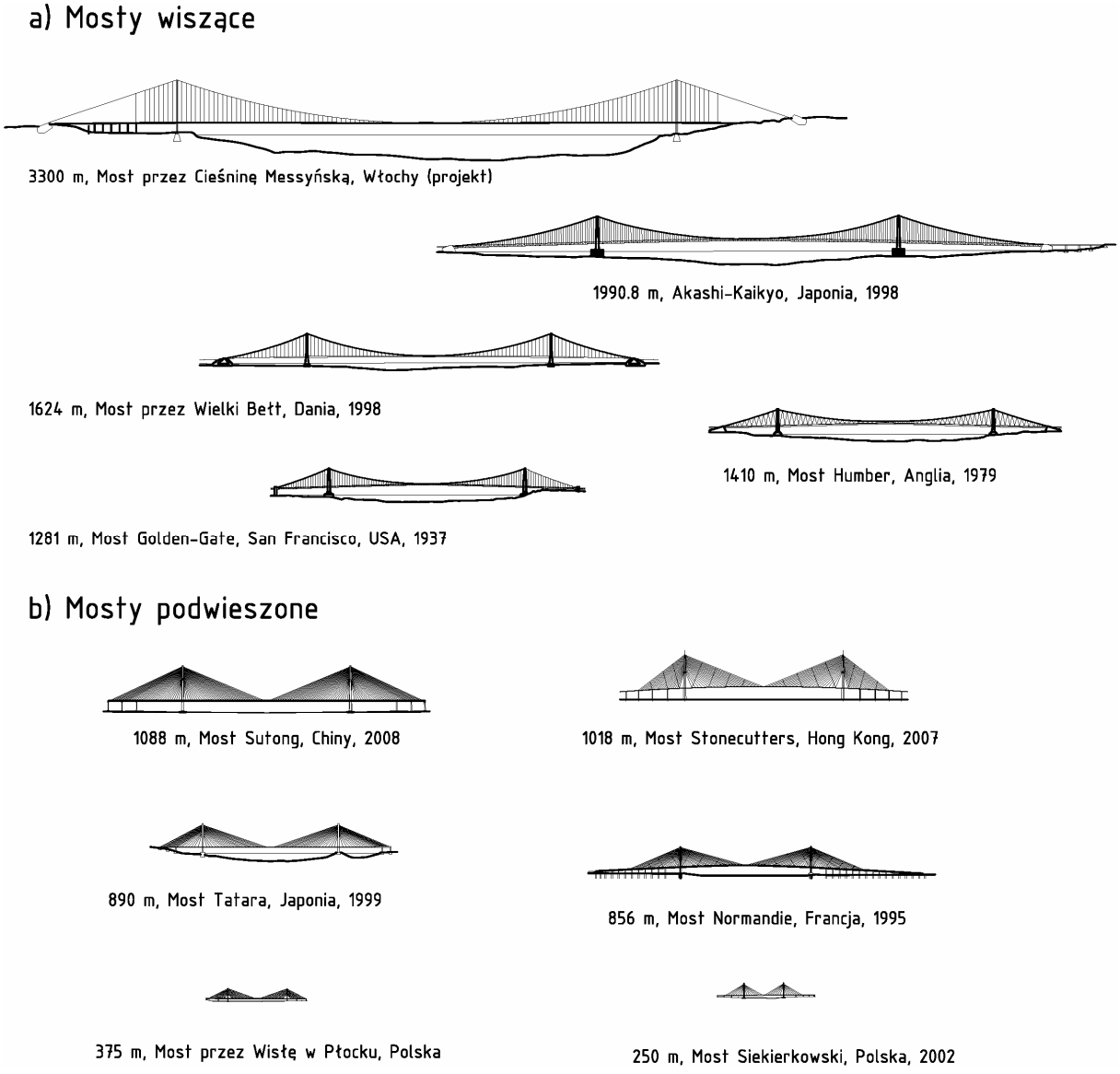
Odłożywszy jednak na bok fantazję (ale przecież nie pozbawioną realnych podstaw), stwierdzić trzeba, że już obecnie powstają na świecie coraz liczniejsze obiekty kompozytowe i to wcale nie o małej skali. Ponadto rozwija się sfera badawcza i organizowane są cykliczne konferencje międzynarodowe o tej tematyce. Mamy tego i przykład Polsce (dwie już konferencje w Łodzi, w 2000 i 2004 roku). Zasadniczą przeszkodą jest relatywnie wysoka cena kompozytów polimerowych, ale wykazująca tendencję spadkową (np. w USA włókna węglowe w ciągu ostatniego dziesięciolecia staniały niemal dwudziestokrotnie). Handicapem jest duża trwałość, wynikająca z wysokiej odporności na czynniki korozyjne. Niewiele natomiast wiemy jeszcze o dynamice konstrukcji kompozytowych i efektach zmęczeniowych, zwłaszcza w połączeniach. Powstające obiekty stanowią więc swoisty poligon doświadczalny. Wprawdzie skala zastosowań kompozytów polimerowych, jak wspomniano, wzrasta, ale trudno przypuszczać, aby w najbliższych latach obiekty mostowe z takich kompozytów powstawały masowo. Mimo to przedstawiany tu kierunek rozwoju mostownictwa będzie wyraźny, a powstające obiekty – nadal indywidualne, o cechach prototypów – będą źródłem nowych form architektonicznych i konstrukcyjnych. Dotyczy to w głównej mierze kładek dla pieszych [16].

Oddzielną grupę egzemplifikującą aplikacje kompozytów polimerowych są pręty, stosowane jako klasyczne zbrojenie w konstrukcjach z betonu, nawet tego tradycyjnego, ale i także nowej generacji. Obszerne informacje na ten temat znaleźć można na przykład w publikacjach [17] i [18]. Zamiana konwencjonalnych stalowych prętów zbrojeniowych przez pręty niemetaliczne motywowane jest głównie ich odpornością na czynniki korozyjne. W Polsce, poza podjęciem badań, na przykład nad przyczepnością takich prętów do tradycyjnych i modyfikowanych betonów (w Zakładzie Mostów Politechniki Warszawskiej), nie było jeszcze – o ile autorowi wiadomo - zastosowań zbrojenia niemetalicznego w konstrukcjach mostowych. Na świecie, relatywnie nieliczne jeszcze, ale były. Pręty takie są produkowane, a więc znajdują zbyt mimo stosunkowo wysokiej jeszcze ceny. Ten kierunek wprowadzania materiałów do mostownictwa jest wyraźnie zauważalny, ale trudno jeszcze przesądzać jaką ma przyszłość. Podobnie jest ze stosowaniem niemetalicznych cięgien sprężających oraz niemetalicznych kabli w mostach podwieszonych.

Wprowadzanie nowych gatunków stali konstrukcyjnej, różne formowanie wykonanych z niej elementów (np. zmienne grubości środników i pasów blachownic lub „karbowane" środniki), a także rozwój zabezpieczeń antykorozyjnych, to także widoczna tendencja w mostownictwie. Jest to bardzo obszerna tematyka, która zgodnie z zapowiedzią, nie będzie tu szerzej przedstawiona. Obserwowany jest także rozwój zastosowań stopów aluminium [19], zwłaszcza w pomostach, o czym traktuje obszerna monografia [20].

4. WZROST SKALI OBIEKTÓW I ICH ROZPIĘTOŚCI PRZĘSŁOWYCH

W ostatnich dwóch dekadach nastąpił wyraźny wzrost skali realizowanych obiektów mostowych oraz wzrost ich rozpiętości przęsłowych. Bezwzględne rekordy rozpiętości przęsłowych dzierżą mosty wiszące i podwieszone, co ilustruje rys. 5 (zachowano skalę!).



Rys. 5. Sylwetki mostów wiszących (a) i podwieszonych (b) o największych rozpiętościach głównego przęsła

Tablica 1. Mosty betonowe i stalowe z przęsłami o największych rozpiętościach

ŚWIAT		POLSKA	
Mosty belkowe		Mosty belkowe	
Beton	Stal	Beton	Stal
Shibanpo, Chiny, 330 m, 2006.	Coste e Silva, Brazy-Lia, 300 m, 1974 rok	Most przez Odrę w Kędzierzynie-Koźlu, 140 m, 2009 rok	Most przez Wisłę w Knybawie, 142,20 m, 1941/1950 (bud./odbud.)
Stolma, Norwegia, 301 m, 1998 rok	Neckartal-1, Niemcy, 263 m, 1978 rok	Most przez Bug w Wyszkowie, 136 m, 2008 rok	Most przez Parnicę w Szczecinie (nitka północna[1)]), 135,30 m, 1987 rok
Raftsundet, 298 m, 1998 rok oraz Sundøy, 298 m, 2003 rok, oba w Norwegii	Sava-1, Serbia, 261 m, 1956 rok	Most Zwierzyniecki przez Wisłę w Krakowie, 132 m, 2001 rok	Most przez Wisłę w Kiezmarku, 130 m, 1973 rok
Mosty łukowe		Mosty łukowe	
Beton	Stal	Beton	Stal
Wanxian, Chiny, 420 m, 1997 rok	Chaotianmen, Chiny, 552 m, 2009 rok	Most przez Kameszницę w Milówce, 130,84 m, 2006 rok	Most przez Wisłę w Puławach, 212 m, 2008 rok
Krk, Chorwacja, 390 m, 1980 rok	Lupu, Chiny, 550 m, 2003 rok	Most Graniczny przez Odrę w Świecku, 82,30 m, 1996 rok	Most Kotlarski przez Wisłę w Krakowie, 166 m, 2001 rok
Jiangjihe, Chiny, 330 m, 1995	New River George, USA, 518 m, 1977 rok	Most przez Sołę w Kobiernicach, 68 m, 1961 rok	Most przez Dziwnę w Wolinie, 165 m, 2003 rok
Mosty podwieszone		Mosty podwieszone	
Beton[2)]	Stal	Beton[2)]	Stal
Skarnsundet, Norwegia, 530 m, 1991 rok	Sutong, Chiny, 1088 m, 2008 rok[3)]	Most w ciągu Autostradowej Obwodnicy Wrocławia, 2 x 256 m (w budowie)	Most przez Wisłę w Płocku, 375 m, 2005 rok
Barios de Luna, Hiszpania, 440 m, 1983 rok	Stonecutters, Hong Kong, 1018 m, 2009 rok[4)]	Most Milenijny w ciągu Śródmiejskiej Obwodnicy Wrocławia, 153 m, 2004 rok	Most Siekierkowski przez Wisłę w Warszawie, 250 m, 2002 rok[5)]
Skytrain, Kanada, 340 m, 1990 rok	Edong, Chiny, 926 m, 2009 rok	-	Most im. Jana Pawła II przez Martwą Wisłę w Gdańsku, 230 m, 2001 rok[5)]

[1)] Nitka południowa ma przęsło rozpiętości 134,7 m, 1997 rok.
[2)] Podano mosty o całkowici betonowych pomostach i pylonach
[3)] Pylony wysokości 330 m z betonu
[4)] Pylony o całkowitej wysokości 290 m są do wysokości 190 m betonowe, główne przęsło częściowo betonowe, część stalowa ma długość 941 m.
[5)] Pylony i płyta pomostu z betonu, stalowe są dźwigary główne.

Tendencja do zwiększania rozpiętości przęsłowych, w tym bicia rekordów, dotyczy prawie wszystkich ustrojów konstrukcyjnych (z wyjątkiem stalowych mostów o dźwigarach blachownicowych i kratownicowych), co dokumentują dane zestawione w tablicy 1, w której zamieszczono także dane o rekordowych obiektach w Polsce.

W tablicy 2 zestawiono dane o rekordowych rozpiętościach przęsłowych mostów wiszących i kratownicowych. Nie umieszczono w nich rekordów polskich, bo nie mamy w Polsce ani wielkich mostów wiszących, a rekordowe mosty kratownicowe (drogowe i kolejowe), to realizacje z bardzo dawnych lat.

Tablica 2. Stalowe mosty wiszące i kratownicowe o rekordowych rozpiętościach przęseł

Mosty wiszące	Mosty kratownicowe
Akashi-Kaikyo, Japonia, 1990,8 m, 1998 rok	Pont du Quebek, Kanada, 549 m, 1917 rok
Xihoumen, Chiny, 1650 m, 2009 rok	Firth of Forth, UK, 521 m, 1890 rok
Great Belt East, Dania, 1624 m, 1998 rok	Minato, Japonia, 510 m, 1974 rok

Na podstawie danych w tablicach 1 i 2 oraz innych jeszcze obserwacji można sformułować następujące najważniejsze komentarze.

- Szczególnie dynamiczny jest rozwój stosunkowo najczęściej budowanych betonowych mostów belkowych. Z tablicy 1 wynika, że w tym rodzaju konstrukcji „beton pokonał stal". Ale ten spektakularny rozwój można jeszcze poprzeć innym argumentem. Analiza „list rankingowych" wskazuje, że średnia jedenastu największych obecnie rozpiętości przęsłowych betonowych mostów belkowych, wybudowanych w latach 1986 (najstarszy) do 2010 (najnowszy), to 279 m, natomiast analogiczna średnia dotycząca dziesięciu mostów stalowych, wybudowanych w latach 1956 (najstarszy) do 1997 (najmłodszy), to 258 m (a więc o 21 m mniej od betonowych). Zarówno lata budowy, jak i osiągane rozpiętości wskazują, że belkowe (blachownicowe) mosty stalowe, choć nadal przecież dość często budowane, osiągnęły pewien kres jeśli chodzi o technicznie i ekonomicznie uzasadnione maksymalne rozpiętości przęsłowe (rekord nie został pobity od 1974 roku!) – inne systemy konstrukcyjne, zwłaszcza ustroje podwieszone, dają pod tym względem znacznie większe możliwości. Dalsze zwiększanie rozpiętości belkowych mostów betonowych, mimo wysuwanych niekiedy kontrargumentów (np. bardzo duże wysokości nadpodoporowe przęseł), jest nadal otwarta, a to za sprawą betonów nowej generacji (por. punkt 3), w tym także betonów lekkich. Jak wynika z tablicy 1, tendencja do zwiększania rozpiętości przęseł występuje także u nas – rekordowe rozpiętości, to realizacje z dosłownie ostatnich lat. Dotyczą one mostów betonowych - krajowe „stalowe rekordy" są o wiele dawniejsze.
- Mimo, że mosty kratownicowe są nadal budowane (choć rzadziej niż dawniej), to od bardzo dawna ich rozpiętości przęsłowe dalekie są od rekordowych – rekordy nadal należą do obiektów wybudowanych w roku 1917 (Quebec) i nawet w 1890 roku (Firth of Forth). Nic obecnie nie wskazuje na to, aby powstały konstrukcje o rozpiętościach choćby zbliżonych do tych tak dawnych rekordów.
- Mosty łukowe, zarówno stalowe, jak i betonowe przeżywają pewien renesans dotyczący dużych rozpiętości. Średni rok powstania dziesięciu obiektów tego rodzaju o największych w skali światowej przęsłach, to w przypadku stali rok 1990 (najstarszy ukończono w 1931 roku), w przypadku zaś betonu – rok 1986 (najstarszy ukończono 1964 roku). Średnia rozpiętość „stalowych rekordzistów", to 486 m, „betonowych" zaś – 320 m. Stal więc nadal góruje tu nad betonem. Niedługo rekord zostanie pobity - w Dubaju budowany jest obecnie most łukowy o rozpiętości 1667 m (jednej mili) i wysokości łuku liczącej 205 m (rys. 6) - przewidywane ukończenie w 2012 roku. Jest to rozpiętość odpowiadająca drugiemu w rankingu mostowi wiszącemu. Czy zatem zmierzamy do zastępowania mostów wiszących łukowymi? Chyba jednak nie, poza zupełnie wyjątkowymi

przypadkami. Jednak budowanie mostów łukowych będzie zapewne nadal rozwijane i to przy stosowaniu nowych materiałów konstrukcyjnych. Za rozwojem mostów łukowych przemawiają także ich walory estetyczne. Można sądzić, że tak będzie i w Polsce.

Rys. 6. Wizualizacja mostu w Dubaju

- Mosty podwieszone przekroczyły już jedno kilometrowe rozpiętości przęseł i „gonią" mosty wiszące, które – jak dotychczas – dzierżą bezwzględne rekordy rozpiętości przęsłowych. Istnieje już most o blisko dwukilometrowym przęśle. Most przez Cieśninę Messyńską będzie mieć przęsło przekraczające 3 km (por. rys. 5). Zaawansowane są studia nad mostem przez Cieśninę Gibraltarską, w których przewidywane są przęsła 5 km, a nawet – przy użyciu kompozytów polimerowych – znacznie dłuższe (por. rys. 4). Takie są już obecnie możliwości inżynierii mostowej. Pełne ich wykorzystanie, to sprawa ekonomii i inżynierii finansowej. Skala budowanych obiektów o konstrukcji podwieszonej niewątpliwie w ostatnich latach wzrasta (także w Europie – np. Rion Antirion w Grecji, 2004 rok, wiadukt Millau, Francja, 2004 rok). To samo dotyczy mostów wiszących, choć dotychczasowy rekord (1990,8 m) nie jest na razie zagrożony przez inne obiekty, poza wspomnianym już mostem nad Cieśniną Messyńską (jeśli ostatecznie powstanie).
- Procentowo najwięcej dużych, rekordowych mostów wybudowano (lub są obecnie wznoszone) w Azji – trzy „tygrysy" to Japonia, Chiny i Korea Południowa (wystartowała najpóźniej, ale ma już wspaniałe osiągnięcia). Jest to odzwierciedleniem tempa rozwoju gospodarczego tego rejonu świata oraz – rzecz jasna – warunków naturalnych (liczne wyspy, zatoki i cieśniny morskie, etc.). Trasy komunikacyjne z licznymi mostami są w tych rejonach świata (i nie tylko tam) traktowane jako podstawa aktywizacji gospodarczej.
- Podkreślić trzeba, że rekordowe rozpiętości to ważny, ale nie jedyny przecież wyznacznik poziomu mostownictwa. Można wskazać liczne przykłady obiektów o nie rekordowych przęsłach, których wybudowanie było nie mniejszym osiągnięciem technicznym (a może nawet większym!). Dotyczy to na przykład robót fundamentowych. Niemniej jednak, rekordowe rozpiętości przęseł są „wizytówką" możliwości inżynierii mostowej i dlatego w odczuciu społecznym te rekordy właśnie stanowią najbardziej ważki element społecznego postrzegania i ocen znaczenia mostownictwa. Warto przy okazji dodać, że w odróżnieniu od wykonywania wysokościowców, które są źródłem wyścigu o źle pojęty prestiż, mosty o rekordowych przęsłach nie są „sztuką dla sztuki", lecz zawsze służą jasno określonym celom komunikacyjnym.
- Nie można pominąć roli nauki w rozwoju mostownictwa, o czym szerzej w publikacji [21]. Bez zaawansowanych analiz teoretycznych i badań doświadczalnych postęp w mostownictwie, mierzony także i rekordowymi rozpiętościami przęseł, nie byłby możliwy. To jednak problematyka na oddzielne, obszerne opracowanie.

- Jeśli już obecnie można budować mosty o blisko dwukilometrowych przęsłach i to na terenach silnie sejsmicznych, nawiedzanych przez huragany, burze morskie i intensywne opady, to powstaje pytanie, jaka jest granica, jaki rekord rozpiętości przęseł może być osiągnięty. Trudno odpowiedzieć na to pytanie, skoro mamy realne projekty przęseł ponad trzykilometrowych (przez Cieśninę Messyńską). Nie chodzi tu przecież tylko o sprawy wytrzymałości statycznej, ale głównie o dynamikę, zwłaszcza aerodynamikę. W tym aspekcie projekt mostu przez Cieśninę Gibraltarską (por. rys. 4), wykonanego z kompozytów polimerowych, wydaje się czystą fantazją (przęsło rozpiętości 8,4 km!!!), ale czy na pewno? Do stosunkowo niedawna dzisiejsze realizacje też za taką fantazję uchodziły. Trudno tu więc prognozować wyraźne granice, skoro mostownictwo będzie mogło korzystać z nowych, nieznanych dziś materiałów, a nowe rozwiązania konstrukcyjne pozwolą na uzyskiwanie dostatecznie wytrzymałych i sztywnych obiektów.
- Polska z uwagi na warunki naturalne nie jest oczywiście predestynowana do bicia rekordów rozpiętości przęsłowych (chyba, że jednym przęsłem z Helu do Gdyni!?). Potrzebne maksymalne rozpiętości można ocenić na 400 ÷ 500 m (obecnie bezwzględnym rekordem jest 375 m, por. tablica 1), co dotyczy rzecz jasna nielicznych obiektów. Prognozując rozwój krajowego mostownictwa warto uwagę zwrócić na mosty typu *extradosed*, ponieważ – jak wynika z doświadczeń światowych - w wymienionym zakresie rozpiętości są one po prostu tańsze od mostów podwieszonych [22].

5. ORYGINALNE FORMY ARCHITEKTONICZNE

Nadawanie obiektom wysoce zindywidualizowanych form architektonicznych jest bardzo silną tendencją rozwojową mostownictwa. Wynika ona z dwóch następujących najważniejszych zdaniem autora powodów:

- dzięki zaawansowanej teorii i rozwiniętej technice komputerowej umiemy już właściwie wszystko policzyć – stąd duża śmiałość w odchodzeniu od sprawdzonych klasycznych form konstrukcyjnych, projektowanych według zasad zgodności układu sił wewnętrznych z ukształtowaniem poszczególnych elementów mostu i kształtem całej jego bryły (swoistym „poligonem doświadczalnym" są tu kładki dla pieszych w miastach [16]);
- zapanował prymat atrakcyjności wizualnej obiektów mostowych, rozszerzający ich funkcje o aspekty społeczne i kulturowe – stąd mosty przybierają formy swoistych rzeźb i są częstokroć projektowane przez artystów i architektów lub przy dużym ich udziale;

Drugi z wymienionych powodów dotyczy głównie miast – mosty o wyszukanych formach mają być ich swoistymi wizytówkami (np. akcja mostów milenijnych w Wielkiej Brytanii), aspekty ekonomiczne nie są decydujące (np. pokazany na rys. 7 most w Gateshead kosztował 32.000 €/m^2).

Rys. 7. Most w Gateshead, Anglia, 2001 rok

Na rys. 8 przedstawiono cztery przykłady zrealizowanych obiektów mostowych o oryginalnej formie architektonicznej i konstrukcyjnej. Dobrze ilustrują one przedstawianą tu tendencję rozwojową mostownictwa.

a)

b)

c)

d)

Rys. 8. Przykłady oryginalnych form architektonicznych i konstrukcyjnych: a) Trinity Bridge w Salford, Anglia, 1995 rok; b) most nad Loarą w Orleanie, Francja, 2000 rok; c) most nad jeziorem Paranoa w Brasilii, Brazylia, 2002 rok; d) most w Sao Paulo, Brazylia, 2008 rok.

Wobec poruszania tej tematyki we wcześniejszych opracowaniach (np. [5], [6], [16]), ograniczymy się tu do kilku zaledwie komentarzy.

- Indywidualizowanie form w dążeniu do oryginalności i związany z tym wzrost kosztów dotyczy oczywiście stosunkowo niewielkiego procentu ogółu budowanych mostów. Niemniej jednak decyzja o realizacji takich oryginalnych obiektów wymaga rozważenia nakładów i korzyści, a także społecznego przyzwolenia. Realizacje tego rodzaju są zwykle udziałem relatywnie bogatych państw. Z drugiej jednak strony, atrakcyjny wizualnie most może być ważnym elementem aktywizacji miast i regionów, zwłaszcza pod względem turystycznym, co przynosi określone korzyści ekonomiczne. Niejednokrotnie zatem warto jest ponieść zwiększone koszty realizacji ze względu na przyszłe profity.

- Wspomniany już wzrastający udział architektów i artystów w projektowaniu mostów nie zawsze prowadzi do dobrych skutków (np. słynny *casus* kładki milenijnej w Londynie, zamkniętej w dniu otwarcia i zmodyfikowanej dużym kosztem).
- W Polsce daleko idąca indywidualizacja form architektonicznych ma swych zwolenników i przeciwników (jak zawsze i w odniesieniu do wszystkiego!). Zarysowuje się wszak dążenie do promowania miast i regionów przez budowę oryginalnych obiektów mostowych. Często czynione jest to w sposób co najmniej dyskusyjny. Ale prawdą jest, że przecież jest o czym dyskutować.
- Bardzo ważnym zagadnieniem jest kolorystyka obiektów mostowych. Tu wyraźna jest tendencja do stosowania w jednej konstrukcji kontrastujących ze sobą barw lub nadawanie jej barw zupełnie innych od otoczenia. W Polsce namnożyło się ostatnio wiele rozwiązań mało klarownych (delikatnie rzecz ujmując) pod względem kolorystki właśnie. Problematyka ta znalazła swój wyraz, miedzy innymi w opracowaniu [23].

5. UWAGI KOŃCOWE

Zdając sobie sprawę z niepełności niniejszego opracowania, można jednak sformułować następujące uwagi podsumowujące, raz jeszcze przypominając o wysokim subiektywizmie przedstawionej tu tematyki. Są to następujące uwagi.

- Rola mostownictwa będzie w przyszłości wzrastać, zwłaszcza w rejonach świata o dynamicznym rozwoju gospodarki. Są liczne przykłady wybiegających wiele lat naprzód planów budowania nowych przepraw mostowych w wielu krajach świata.
- Tendencja do wprowadzania nowych materiałów konstrukcyjnych będzie się prawdopodobnie ugruntowywać, choć w większej skali dotyczyć to będzie udoskonalania betonu i stali, a nawet drewna, niż zastosowań kompozytów polimerowych, przynajmniej w najbliższych dwudziestu latach.
- Plany budowania nowych dużych przepraw, w tym międzykontynentalnych, będzie zapewne impulsem do dalszego zwiększania rozpiętości przęsłowych. Umożliwią to nowe, wysoce zmodyfikowane materiały konstrukcyjne, a także rozwój metod fundamentowania, zwłaszcza na dnie głębokich wód (problematykę fundamentowania tu pominięto wobec zrozumiałego ograniczenia objętości opracowania, a zasługuje ona na oddzielne, obszerne przedstawienie – por. np. [24]).
- Indywidualizacja form architektonicznych i konstrukcyjnych będzie trwałym elementem mostownictwa w przewidywalnej przyszłości.
- Ważna będzie nadal rola nauki w rozwoju mostownictwa. Szczególnie istotna jest analiza i badania dynamiczne, zwłaszcza aerodynamiczne.
- Rozwój mostownictwa ma znaczenie nie tylko techniczne i ekonomiczne, ale także społeczne i kulturowe. To już obecnie jest wyraźnie widoczne.
- Tendencja światowe, wymienione w punkcie 2 tego opracowania, mają już obecnie swe odbicie w Polsce. Tak będzie zapewne i w latach następnych. Poziom mostownictwa w naszym kraju nie odbiega już teraz od standardów światowych w dziedzinie wznoszenia nowych obiektów, a także w dziedzinie napraw i modernizacji istniejącej infrastruktury mostowej. Rekordów świata w Polsce nie będzie, bo być nie powinno z uwagi na naturalne warunki terenowe naszego kraju. Będzie natomiast porządne, nowoczesne mostownictwo. Trzeba w to wierzyć, bo są do tego podstawy.

Literatura

[1] Ajdukiewicz A.: Wyzwanie dla projektantów – projektowanie konstrukcji betonowych na okres użytkowania, Inżynier Budownictwa, 9 (30), wrzesień 2006, 10-16.

[2] Borończyk-Płaska G., Radomski W.: Trwałość obiektów mostowych – wymagania formalne, teoria i praktyka, XVI Seminarium „Współczesne metody wzmacniania i przebudowy Mostów", Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, 2006, 21-28.
[3] Grodecki W., Radomski W.: Mostowe i tunelowe przeprawy międzykontynentalne, Geoinżynieria – Drogi, Mosty, Tunele, 1 (12), 2007, 18-27.
[4] Radomski W, Łagoda M.: Budowa przeprawy Incheon w Korei Południowej, Inżynieria i Budownictwo, 1-2, 2009, 64-68.
[5] Radomski W.: Betony niekonwencjonalne w mostownictwie, Konferencja „Dni Betonu – Tradycja i Nowoczesność", Szczyrk, 8-10 października 2002, Cement Polski, 831-850.
[6] Radomski W.: Nowoczesne rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne w mostownictwie", Międzynarodowa Konferencja „Mosty", Kielce, 10-11 maja 2005, Instytut Badaczy Dróg i Mostów, Warszawa 2005, 33-48.
[7] Radomski W., Sulżyńska A.: „Lekkie betony nowej generacji w mostownictwie", Materiały Budowlane, 10, 2003, 41-43.
[8] Trochymiak W.: Mosty z polimerów wzmacnianych włóknami, Drogownictwo, 4, 1998, 291-302.
[9] Zobel H., Karwowski W., Sarnowska J., Wróbel M.: Nowa generacja mostów – mosty z kompozytów polimerowych", Magazyn Autostrady, cz. I - 4, 2004, 6-19, cz. II – 5, 2004, 54-63.
[10] Szwabowski J., Śliwiński J.: Beton samozagęszczalny, Budownictwo – Technologie – Architektura, Cement Polski, 2, 2003, 42-45.
[11] Siwowski T.: Przykłady zastosowań betonów niekonwencjonalnych w polskim mostownictwie, Międzynarodowa Konferencja „Mosty", Kielce, 10-11 maja 2005, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa 2005, 49-59.
[12] Flaga K., Śliwiński J.: Betony nowej generacji w budownictwie mostowym, Beton modyfikowany do dróg i mostów, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Studia i Materiały, zeszyt 62, Warszawa 2010, 59-88.
[13] Zdeb T.: Wpływ składu i technologii wykonania na wybrane właściwości betonu z proszków reaktywnych, praca doktorska, Politechnika Krakowska, 2010.
[14] Radomski W.: Pierwsza w Polsce zastosowanie betonu samozagęszczonego w konstrukcji mostu, Inżynieria i Budownictwo, 2, 2003, 42-45.
[15] Meier U.: Proposal for a Carbon Fibre Reinforced Composite Bridge across the Strait of Gibraltar at its Narrowest Site, Proceedings of the Institutions of Mechanical Engineers, B2, 1987, 73-78.
[16] Radomski W.: Nowe rozwiązania materiałowe w kładkach dla pieszych, Seminarium "Kładki dla pieszych. Architektura, projektowanie, realizacja, badania", Wrocław, 29-30 listopada 2007, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2007, 89-99.
[17] Mossakowski P.: Pręty z kompozytów polimerowych z włóknami do zbrojenia betonowych konstrukcji inżynierskich, Drogi i Mosty, 1, 2006, 35-52.
[18] Mossakowski P., Radomski W.: Betonowe konstrukcje mostowe ze zbrojeniem z prętów polimerowych, Materiały Budowlane, 4, 2006, 83-85.
[19] Jarominiak A.: Perspektywy stosowania aluminium w budownictwie mostowym, Inżynieria i Budownictwo, 9, 2001, 501-506.
[20] Siwowski T.: Pomosty aluminiowe obiektów mostowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008.
[21] Radomski W., Furtak K.: O roli nauki w rozwoju mostownictwa, Inżynieria i Budownictwo, 7, 2008, 366-371.
[22] Trochymiak W.: Rozwój form konstrukcyjnych mostów betonowych z cięgnami naprężanymi, Konstrukcje budowlane i inżynierskie, Praca zbiorowa pod red.

M. Broniewicza i J. A. Prusiel, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2007, tom II, 659-684.
[23] Sobala D., Zobel H.: Kolorystyka obiektów mostowych czyli *finis coronat opus*, VI Krajowa Konferencja „Estetyka Mostów", Warszawa-Jachranka, 16-18 kwietnia 2008, 219-222.
[24] Fundamenty mostów, Seminarium szkoleniowe, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej 2010.

FUTURE OF BRIDGE ENGINEERING IN THE LIGHT OF TRENDS IN ITS DEVELOPMENT

Summary

Trends in the development of bridge engineering during the last years are listed and discussed according to subjective author's opinion. Implementation of non-conventional structural materials for bridge construction, design of the large bridge spans as well as design of the bridge structures with original (sometimes even sophisticated) architectural forms are presented in particular. A new social and economical role of bridge engineering is also pointed out. Based on the above mentioned problems, the conclusions concerning the future role of bridge engineering in the world's and national economy and social life are formulated.

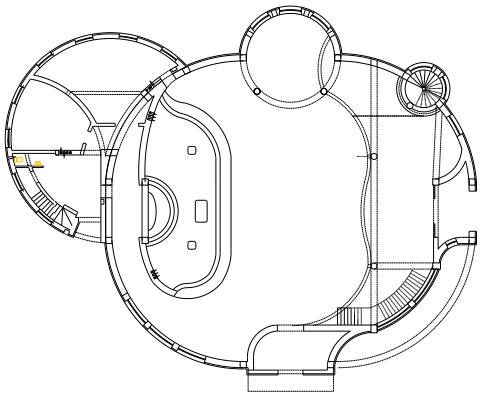
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Adam REICHHART
Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Katedra Konstrukcji Budowlanych

KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI PRZEKRYCIA O NIEREGULARNEJ FORMIE KOŚCIOŁA W SĘDZISZOWIE MAŁOPOLSKIM

1. KONCEPCJA ARCHITEKTONICZNA PREZENTOWANEGO KOŚCIOŁA[1)]

Prezentowany tutaj kościół mieści się w kanonie „kościoła centralnego" na rzucie zbliżonym do okręgu. Ten typ świątyni rozwinął się najbardziej w okresie architektury starochrześcijańskiej i bizantyjskiej. Również w okresie baroku był chętnie wykorzystywany przez budowniczych kościołów z mistrzowskim podświetleniem kopuły przez „latarnię".
Główny korpus kościoła zaprojektowano na rzucie zbliżonym do okręgu, uzyskując jednolite przestrzenne wnętrze do podstawowej funkcji – odprawiania nabożeństw. Duża i zwarta bryła korpusu głównego kościoła mogła być przeskalowaniem miejsca (otoczenie stanowią przeważnie domy jednorodzinne). Dlatego postanowiono rozrzeźbić główną bryłę obiektu przez kubaturowe wyeksponowanie poszczególnych funkcji kościoła jak: zakrystia, kaplica, wieża kościelna i portal główny (rys.1.).

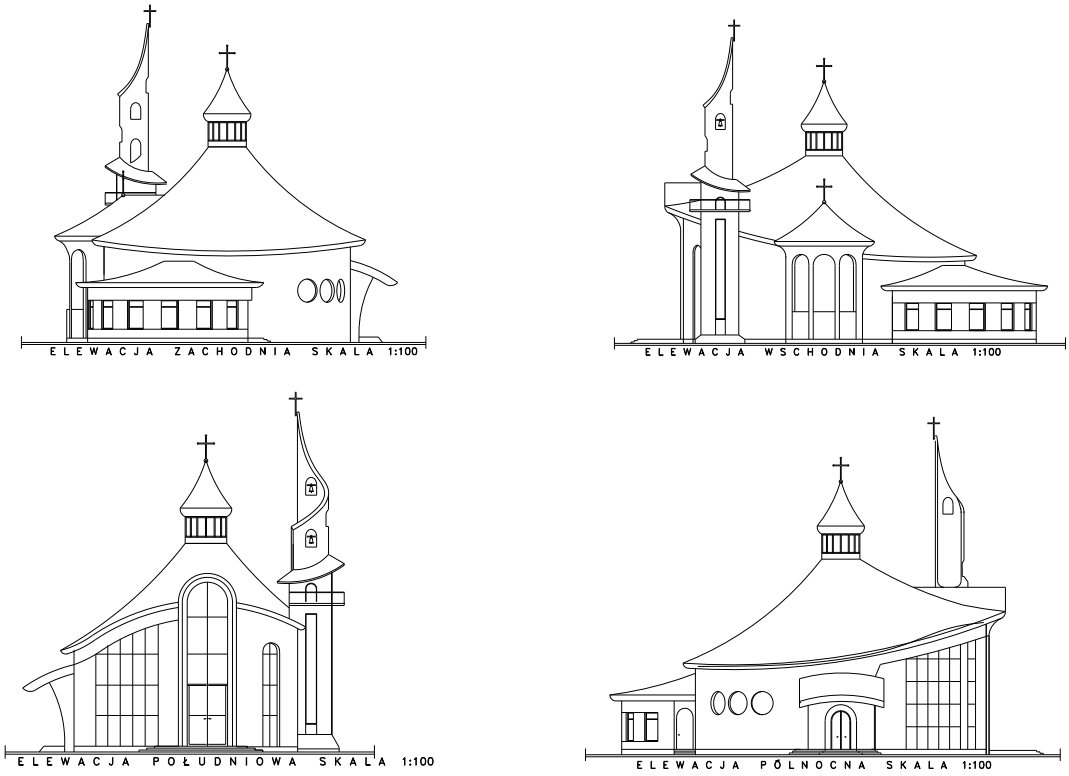


Rys. 1. Przekrój poziomy kościoła, ściany kościoła są rozcięte walcową niszą kaplicy, walcową wieżą, portalem wejściowym oraz niszą przy schodach na chór, zaś od zewnątrz jest dobudowana zakrystia

[1)] Tekst niniejszego punktu napisał projektant architektury mgr inż. arch. Henryk Sobolewski

Wymienione elementy zaprojektowano również na wycinkach okręgu i usytuowano po zewnętrznej krawędzi rzutu uzyskując większe rozrzeźbienie (rys. 1). Dodatkowo zróżnicowano wysokość wymienionych elementów uzyskując efekt piętrzenia form z dominantą wieży kościelnej.

Korpus główny kościoła przykryto dachem o kształcie zewnętrznym w postaci powłokowej zbieżnej ku górze o osi pionowej i o wklęsłych liniach południkowych – w przekrojach osiowych. W centralnej części dachu umieszczono „latarnię" w kształcie walca (rys. 2).



Rys. 2. Elewacje kościoła

Rzut korpusu kościoła, a zarazem linii podparcia dachu, przyjęto w formie owalnej uzyskanej z prostokąta (30x25 m) przez szerokie zaokrąglenie naroży. Linia podparcia dachu jest łagodnie nachylona i wygięta z zachowaniem symetrii względem pionowej płaszczyzny przechodzącej przez oś podłużną kościoła. Dach jest zwieńczony latarnią o średnicy 4m opartą na pierścieniowym brzegu górnym dachu. Oś pionowa latarni przechodzi przez środek rzutu ścian kościoła.

Od strony zachodnio-północnej zaprojektowano główne doświetlenie, które ze wspomnianą „latarnią" i oknami bocznymi daje normatywne oświetlenie wnętrza.

Prezbiterium kościoła tradycyjnie ukierunkowano na Ziemię Świętą (południowy wschód), natomiast główne wejście umieszczono na (fragmencie osi) drogi europejskiej E-4 od strony zachodniej.

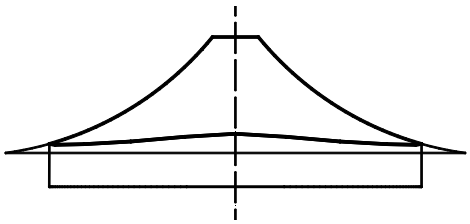
Projektowany kościół stanowi zwornik urbanistyczny planowanego wokół osiedla mieszkaniowego. W atrakcyjny sposób zamyka perspektywę projektowanych ulic osiedlowych i istniejącej drogi krajowej.

2. KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCYJNE PRZEKRYCIA KOŚCIOŁA

2.1. Postać geometryczna dachu

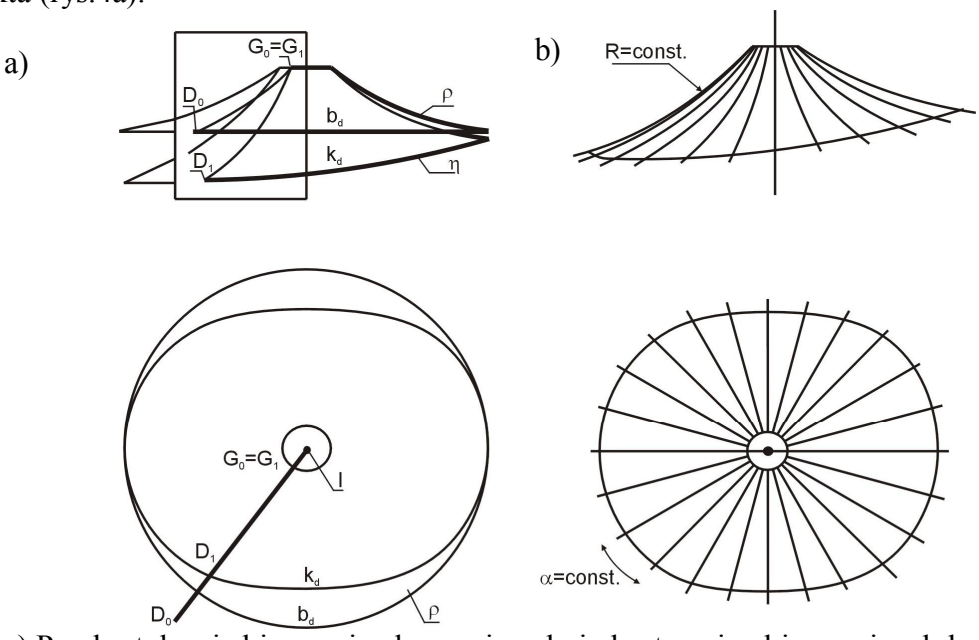
Przyjęta w koncepcji architektonicznej nieregularna postać geometryczna dachu nie ma szczegółowo opisanych w geometrii odpowiedników. Zbliżoną do założonej formy jest powierzchnia obrotowa o wklęsłym południku. Spośród szerzej znanych tego typu powierzchni można wymienić hiperboloidę jednopowłokową powstałą przez obrót hiperboli wokół jej osi albo środkowy wycinek powierzchni pierścieniowej powstałej przez obrót okręgu wokół prostej leżącej w jego płaszczyźnie.

Jednym ze sposobów ukształtowania przekrycia nad założonym w koncepcji architekta rzutem jest wycięcie odpowiedniej części z powierzchni obrotowej o znanej geometrii (rys.3). Jednak uzyskana powłoka przekrycia odbiega znacznie od przyjętego przez architekta kształtu i jest dalece niezadowalająca mimo łatwej do zaprojektowania konstrukcji.



Rys. 3. Linią grubą ograniczono część powłoki obrotowej przekrywającą wnętrze kościoła

Lepsze rozwiązanie można uzyskać przez ukształtowanie, zgodnie z regułami geometrii syntetycznej, nowej powierzchni geometrycznej dostosowanej do przyjętej formy rozważanego przekrycia. Powierzchnia taka może powstać przez topologiczne przekształcenie rozważanej wcześniej powierzchni obrotowej. Mianowicie, przyjmując linie brzegowe: górną i dolną jako kierownice powierzchni obrotowej oraz oś pionową wyznaczoną przez środki kierownic jako krawędź pęku półpłaszczyzn, w których leżą tworzące powierzchni wystarczy jedynie przekształcić okrąg b_d będący kierownicą dolną w linię k_d podparcia założoną przez architekta (rys.4a).



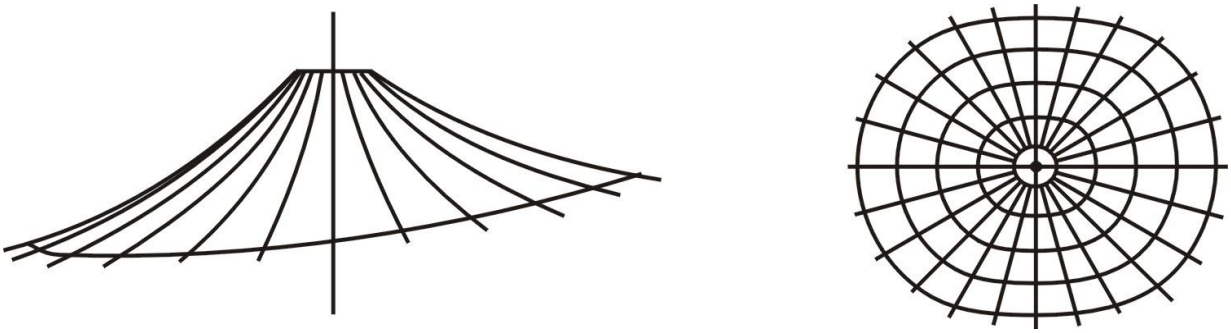
Rys. 4. a) Przekształcenie kierownicy b_d powierzchni obrotowej w kierownicę dolną k_d kształtowanej powłoki, b) rzuty siatki złożonej z prętów południkowych i wiążących je kierownic

W przekształceniu tym każde dwa odpowiadające sobie punkty obu linii powinny leżeć w tej samej półpłaszczyźnie pęku. Natomiast przekształcenie tworzących może przebiegać według różnych reguł, lecz z możliwie wiernym zachowaniem ciągłości i gładkości powierzchni oraz powinno być odwracalne. Tworzącymi budowanej powłoki mogą być odpowiednie łuki dowolnych linii zawarte w półpłaszczyznach przechodzących przez oś i ograniczone punktami przecięcia z kierownicami. Łuki te powinny odpowiadać przyjętej krzywiźnie przekrycia. W szczególności tworzącymi mogą być okręgi obierane w znacznym zakresie dowolnie, o stałej lub zmiennej krzywiźnie.

Ze względów projektowych i wykonawczych oraz ekonomicznych korzystnym jest ukształtowanie powłoki o możliwie dużej powtarzalności elementów przekrycia. W tym celu należy przyjąć jako tworzące na przykład okręgi o jednakowej krzywiźnie (rys.4b). Wówczas zróżnicowanie będzie dotyczyło jedynie długości łuków okręgów – każda tworząca będzie wyznaczona przez punkty przecięcia z kierownicami i przez promień okręgu przy założeniu, że środki wszystkich okręgów leżą nad dachem.

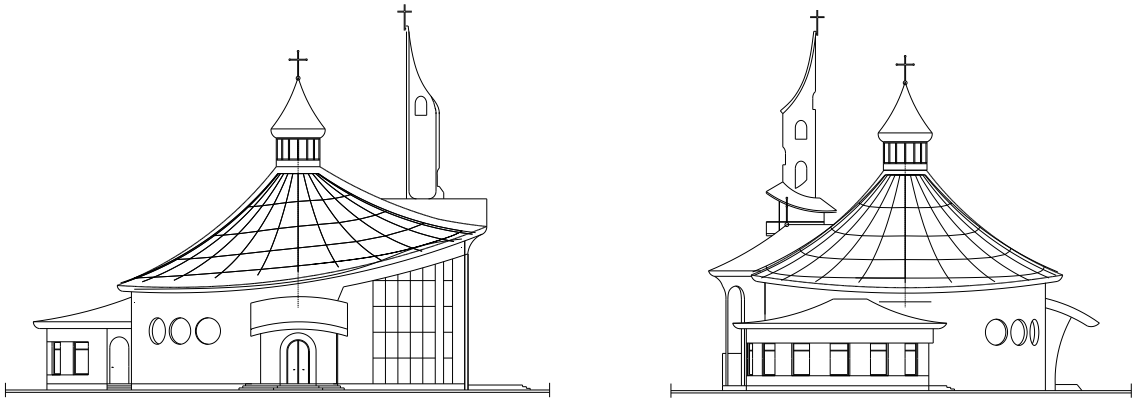
Na gruncie geometrii, tak ukształtowana powierzchnia zaliczana jest do powierzchni kinetycznych – spiralnych o stałej tworzącej kształtowanej przez złożenie dwóch obrotów: wokół osi pionowej kościoła i wokół prostych stycznych do kierownicy górnej [5, 6]. W przedstawionym rozwiązaniu obrót każdej tworzącej wokół stycznej jest wyznaczony przez punkt przecięcia płaszczyzny tworzącej z kierownicą dolną.

Dla opisanej formy dachu jako osie głównych elementy konstrukcji przyjęto 24 tworzące południkowe w postaci łuków okręgów o jednakowych promieniach krzywizny oraz łączące je kierownice. Długości tych łuków są jedynie parami jednakowe ze względu na symetrię względem płaszczyzny podłużnej obiektu. Kąty między półpłaszczyznami sąsiadujących tworzących wynoszą 15^{o}. Jako elementy drugorzędne, odpowiadające równoleżnikom powierzchni obrotowych, przyjęto pośrednie linie obwodowe zamknięte, usytuowane pomiędzy kierownicami i wyznaczone przez punkty podziału południków na równe części (rys. 5).



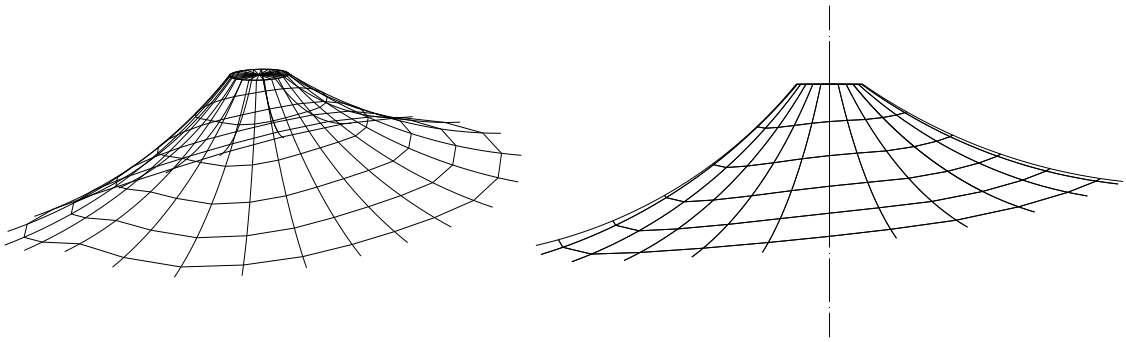
Rys. 5. Siatka konstrukcji prętowej dachu

Ukształtowana w opisany sposób powłoka jest bardzo dobrze dopasowana do koncepcji architektonicznej (rys. 6).



Rys. 6. Powłoka geometryczna wpisana w zarys dachu z koncepcji architektonicznej

Zastosowany sposób kształtowania geometrycznego może być łatwo modyfikowany w zależności od potrzeb. W rozpatrywanym przypadku intencją dodatkową było wyeksponowania tła ołtarza głównego przez nieznaczne lokalne uniesienie dachu. Zrealizowano to przez wygięcie ku górze kierownicy dolnej nad ołtarzem i odpowiednie skorygowanie siatki geometrycznej dachu (rys.7).



Rys. 7. Aksonometria i rzut boczny skorygowanego łagodnie modelu przekrycia

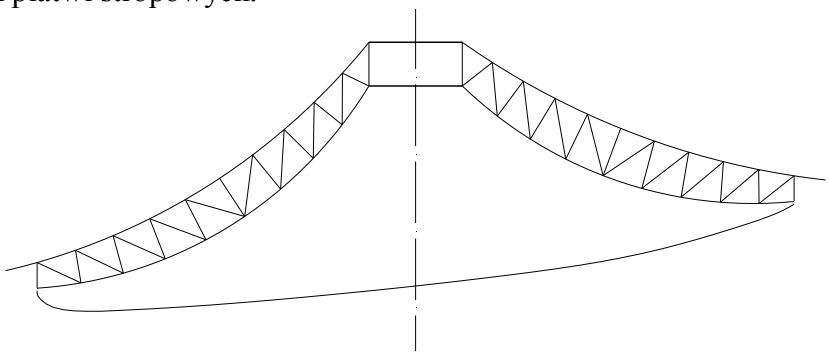
Rys. 8. Widoki dachu kościoła

2.2. Kształtowanie konstrukcji dachu

2.2.1. Koncepcja szkieletu konstrukcji przekrycia dwuwarstwowego

Z uwagi na przewidywany, co najmniej trzechsetletni okres użytkowania obiektu i związany z tym aspekt eksploatacyjny, przyjęto zastosowanie tzw. dachu zimnego przez rozdzielenie dachu od stropu i wytworzenie dostępnej przestrzeni poddachowej. Przestrzeń pod dachem ma umożliwiać przegląd stanu konstrukcji i dostęp do niezbędnych konserwacji oraz może być wykorzystana do prowadzenia instalacji oświetleniowej i wentylacyjnej. Przestrzeń ta musi być wentylowana oraz zabezpieczona przed ptakami i owadami.

Skonstruowanie opisanego przekrycia wymaga przyjęcia elementów południkowych w postaci kratownic płaskich usytuowanych w płaszczyznach tworzących powłoki. Przyjęto, że pasy górne – zewnętrzne i pasy dolne w każdej kratownicy będą łukami okręgów o różnych promieniach, natomiast pasy, górne i odrębnie pasy dolne, będą miały promienie jednakowe (rys.9.). Na pasach górnych będzie oparte pokrycie dachu, za pośrednictwem płatwi dachowych, zaś do pasów dolnych będzie podwieszony ocieplony strop za pośrednictwem płatwi stropowych.

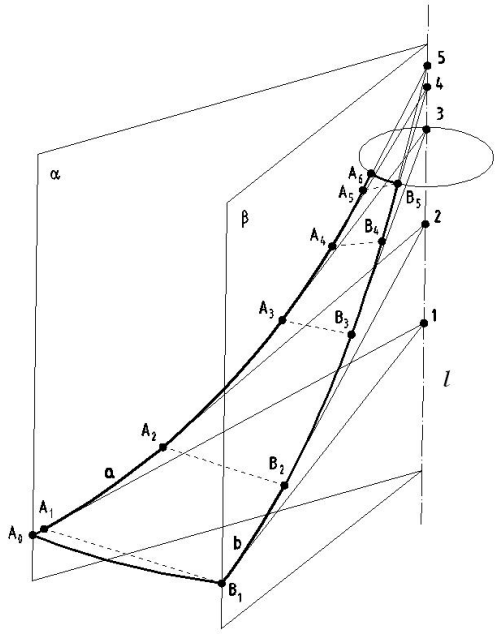


Rys. 9. Przekrój podłużny konstrukcji dachu dwuwarstwowego; cienka linia u dołu przedstawia rzut osi wieńca żelbetowego

2.2.2. Koncepcja kształtowania pokrycia dachu i stropu podwieszonego

Pokrycie konstrukcji wykonano z blachy powlekanej ułożonej na pełnym deskowaniu. Uzyskanie gładkiej powierzchni całego dachu jest bardzo trudne i wymaga bardzo starannego ułożenia i dogięcia deskowania. Podjęta próba uzyskania gładkości pokrycia udała się częściowo (rys. 8).

W przypadku stropu podwieszonego z płyt gipsowo-kartonowych zrezygnowano na wstępie z próby uzyskania powierzchni gładkiej na rzecz powierzchni żebrowej z żebrami wzdłuż pasów dolnych kratownic i z gładkimi polami między żebrami. Uzyskanie powierzchni gładkiej pomiędzy żebrami jest łatwe, mimo iż żebra są różnej długości a ich dolne końce na różnych wysokościach. Wynika to z faktu, że para łuków okręgów pozwala na wyznaczenie powierzchni rozwijalnej zwanej ewolwentową - powierzchnia ta jest podczas montażu „nawijana” na łuki okręgów. Na rysunku 10 przedstawiono konstrukcję pasma między łukami tworzących **a** i **b** zawartymi w płaszczyznach południkowych. Prowadząc przez kolejne punkty 1, 2 itd. osi ***l*** pary prostych stycznych do tworzących **a** i **b** wyznacza się płaszczyzny styczne do pasma odpowiednio w odcinkach A_1B_1, A_2B_2 itd. Pozwoliło to przygotować i doginać segmenty płyt kartonowo-gipsowych do przygotowanego rusztu drewnianego. Sąsiednie pasma są wzajemnie nachylone a linia wspólnej tworzącej jest ich krawędzią, którą można zamaskować żebrami jak to przedstawiono na rysunku 11. Opisana konstrukcja pozwala wykreślić rozwinięcie pasma od łuku A_0B_1 do łuku A_6B_5.



Rys. 10. Konstruowanie linii gięcia A_1B_1, A_2B_2 itd. pozwalających wykreślić rozwinięcie pasma powierzchni ewolwentowej.

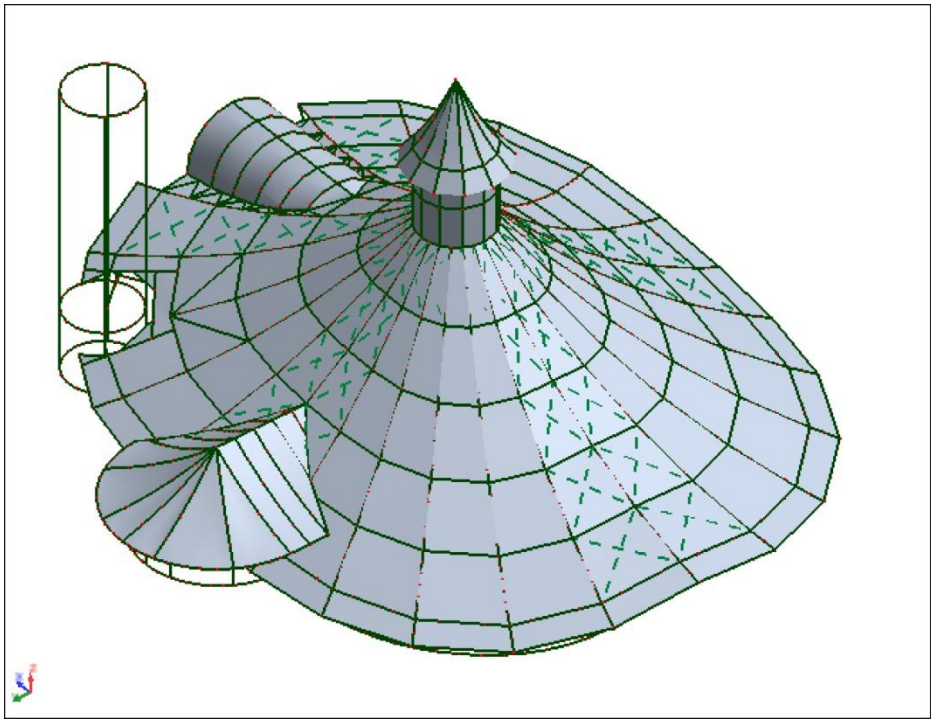
Rys. 11. Strop żebrowy

Podobnie można było postąpić w przypadku pokrycia dachu godząc się na załamania nad tworzącymi powłoki - pasami górnymi kratownic. Wówczas między sąsiednimi tworzącymi można by rozwinąć blachę w postaci powierzchni ewolwentowej po wcześniejszym przygotowaniu jej rozwinięcia.

2.2.3. Dostosowanie konstrukcji dachu do części kościoła przenikających dach

W bryłę obiektu w obrębie ścian zewnętrznych (rys. 1, 2) są wkomponowane kaplica boczna i portal wejściowy, które posiadają niezależne daszki wyniesione nad dach główny i połączone z nim wzdłuż linii przenikania (rys. 12). Ponadto wieża z dzwonnicą przenika dach główny, co wymaga wycięcia części dachu. Symetrycznie do wieży zaprojektowano przeszkloną niszę powodującą przesunięcie ściany zewnętrznej do wnętrza. Powoduje to przeniesienie linii oparcia dachu w tej części na wewnętrzną ścianę niszy, lecz nie narusza zarysu i wyglądu dachu. Opisane rozrzeźbienia bryły kościoła wymagają indywidualnych rozwiązań konstrukcyjnych przekrycia.

Dach główny jest zwieńczony latarnią składającą się z prętowej konstrukcji ażurowej przeszklonej oraz opartego na niej daszku o kształcie podobnym do dachu głównego lecz w postaci powierzchni obrotowej.



Rys. 12. Aksonometria dachu oraz kolidujących daszków i wieży; widoczny układ prętów i stężeń połaciowych

2.3. Ogólny opis konstrukcji

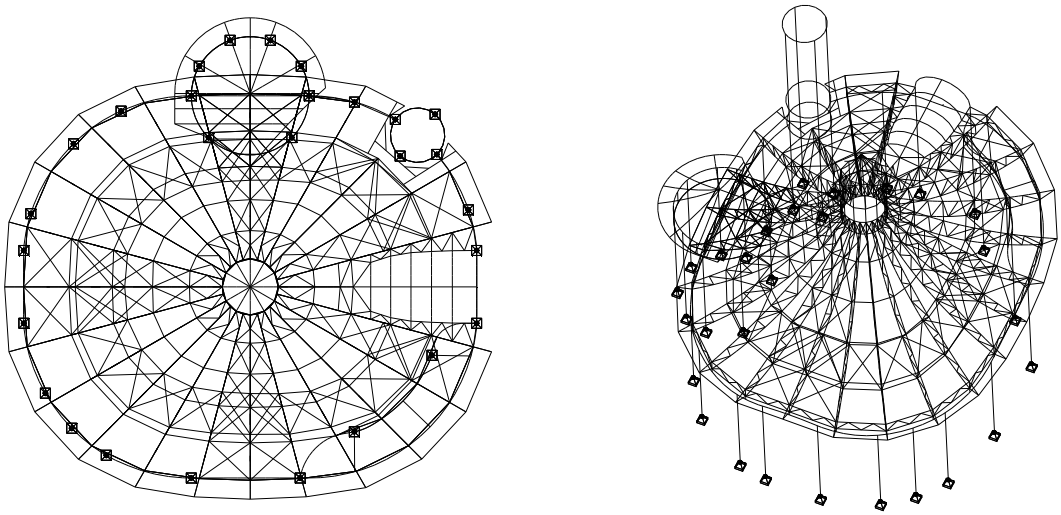
Przekrycie kościoła składa się z dachu głównego i połączonych z nim daszków nad wejściem i nad kaplicą wykonanych ze stali oraz wieńca żelbetowego ułożonego na murze z cegły pełnej i połączonego z umieszczonymi w murze rdzeniami żelbetowymi.

Konstrukcja dachu głównego składa się z:

- pierścienia górnego w postaci rury stalowej użebrowanej dla umożliwienia połączenia z pasami dźwigarów oraz oparcia na nim latarni i podwieszenia stropu,
- pierścienia dolnego w postaci wieńca żelbetowego,
- połączonych z nimi śrubowo południków w postaci 24 dźwigarów kratowych o pasach łukowych i o zmiennej wysokości; dźwigary zaprojektowano z rur prostokątnych profilowanych na zimno.

- płatwi jednoprzęsłowych prostoliniowych z dwuteowników IPE opartych na pasach górnych dźwigarów i połączonych śrubowo,
- stężenia obwodowego nad wieńcem stabilizującego kolejno sąsiednie dźwigary,
- tężnika obwodowego na poziomie pasa dolnego w drugim polu od wieńca,
- tężnika pionowego dźwigarów umieszczonego w pobliżu połowy długości dźwigarów,
- stężenia pasów górnych między dźwigarami w ośmiu polach,
- lokalne stężenia w sąsiedztwie kolidujących części kościoła (rys.13).

Wieniec żelbetowy jest poprowadzony w sposób ciągły zarówno przez kaplicę jak i portal. Jest natomiast przerwany w obrębie wieży, lecz na drodze wieńca umieszczono dwa słupy żelbetowe wbudowane w wieżę i w pobliżu dwa pierścienie obwodowe, co rekompensuje brak ciągłości wieńca.



Rys. 13. Rzut i rysunek aksonometryczny osi prętów i stężeń; na rysunkach pokazano rozmieszczenie rdzeni żelbetowych w ścianie kościoła

Konstrukcja dachu nad kaplicą składa się z belek koszowych połączonych z konstrukcją dachu głównego oraz z belką kalenicową. Na nich oraz na wieńcu kaplicy oparte są krokwie wygięte łukowo.

Łukowo zakończona górna część portalu głównego ma charakter lukarny i przechodzi w dach walcowy oparty na dachu głównym. Konstrukcja dachu walcowego o poziomych tworzących składa się z łuku żelbetowego opartego na wieńcu żelbetowym, belek koszowych połączonych z konstrukcją dachu głównego oraz z łuków kołowych opartych na belkach koszowych.

Latarnia jest zbudowana z pionowo ustawionych słupków utwierdzonych w pierścieniu górnym oraz zwieńczonych pierścieniem. Do tego pierścienia są przymocowane śrubowo łukowe krokwie dachu latarni. Krokwie te łączą się z pierścieniem pozwalającym na zamocowanie kuli i krzyża.

Bardziej szczegółowy opis konstrukcji zamieszczono w artykule G. Harpuli pt. „Rozwiązania konstrukcyjne dachu kościoła w Sędziszowie Małopolskim [7].

Literatura

[1] Reichhart A.: Koncepcyjne projektowanie konstrukcji, Inżynieria i Budownictwo Nr 8, 1997

[2] Bellenstedt Janusz: Architektura, historia i teoria, Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa – Poznań 2000.
[3] Kuś S. Zalewski W.: Kształtowanie konstrukcji – referat wprowadzający, Materiały Konf. „Projektowanie koncepcyjne – kształtowanie konstrukcji", pod red. A. Reichharta, Oficyna Politechniki Rzeszowskiej 2000. s. 11-26,
[4] De Vries P.: Mophology and structural behavior of the hyperbolic lattice „Bridge between civil engineering and structure" – Proc. 4. International Colloquium on Structural Morphology, 17-19.08.2000, Delft, The Nederlands pp.374-381.
[5] Polański S.: Geometria powłok budowlanych. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa 1986,
[6] Januszewski B.: Geometria wykreślna, Oficyna Politechniki Rzeszowskiej 1994.
[7] Harpula G.: Rozwiązania konstrukcyjne dachu kościoła w Sędziszowie Małopolskim, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej Nr. 58 (1/11) 2010.

SHAPING STRUCTURE OF THE ROOF IN IRREGULAR FORM ON A CHURCH IN SĘDZISZÓW MAŁOPOLSKI

Summary

The form of a designed construction prepared by an architect is often complete, comprehensive. Then constructor's task consists in building appropriate structure into such a form. When the form is irregular, shaping of the structure is more complicated. This article presents an example of shaping structure in such a situation.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Wiesław ROKICKI
Kazimierz SZULBORSKI
Wydział Architektury Politechniki Warszawskiej

KSZTAŁTOWANIE STRUKTUR NOŚNYCH W BUDYNKACH O NIEKONWENCJONALNEJ FORMIE

1. WPROWADZENIE

Różnorodność i zmienność architektury, a także przesłanie, iż jest to dziedzina z pogranicza sztuki o bardzo szerokim kulturowym oddziaływaniu społecznym, stawia coraz większe wymagania nie tylko dla architektów, ale także dla inżynierów. W wyniku nieustających, poszukiwań twórczych powstają nowe, oryginalne nurty w projektowaniu, a ich efektem są coraz częściej budynki o oryginalnej i zaskakującej formie. Współczesne awangardowe realizacje wielu spektakularnych i nowatorskich pomysłów dowodzą, iż w architekturze następuje okres wielowątkowych poszukiwań. Szereg zrealizowanych w ostatnich latach niekonwencjonalnych obiektów to dobitne przykłady zachodzących przemian. Dostrzegalną cechą staje się dynamiczna zmienność, a proces ten dopiero się rozpoczyna. Dotychczasowe tradycyjne założenia funkcjonalno-przestrzenne i stosunkowo sztywne kanony formy stają się coraz bardziej swobodne. Przełamywane ograniczenia, w tym szczególnie „uwalniane" rzuty budynków, a także i wiele innych przesłanek determinuje potrzebę projektowania nietypowych struktur konstrukcyjnych. Eksperymentująca architektura to silne wyzwanie, szczególnie dla racjonalnej sztuki inżynierskiej. Wiele ciekawych budowli zrealizowanych w przeszłości to dobre przykłady wskazujące jak na kształtowanie formy architektonicznej wpływało poznanie praw statyki i mechaniki, stanowiąc przy tym istotny czynnik zachodzącego postępu technicznego w budowaniu znaczących obiektów. W wielu przypadkach klasyczne projektowanie sprowadzane do zastosowania odpowiednio dobranych rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych już nie wystarcza. Myślenie zgodne z zasadami sztuki budowlanej, stanowiące także technologiczne dążenie do stosowania powtarzalnych, modułowych elementów o stałych przekrojach, ma również słabe strony. Modelowe analizy pracy różnych ustrojów poddanych obciążeniom pokazują, że geometria takich struktur z uwagi na kryterium wykorzystania wytrzymałościowych cech materiałowych, w rzeczywistości kształtuje się inaczej. Dlatego też, coraz częściej próbujemy odtwarzać niedoścignione wzorce tworzone przez naturę. Dowolne, asymetryczne formy, a także inne uwarunkowania, prowadzą do poszukiwania i analizowania możliwości zastosowania bardzo nowatorskich rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych. Łączenie ustrojów nośnych o różnej topologii i geometrii powoduje powstawanie „mieszanych" układów, które coraz trudniej odpowiednio sklasyfikować, a tradycyjne podejście prowadzi do zbytnich uogólnień. Niektóre klasyczne pojęcia zaczynają

tracić na znaczeniu m. in. z powodu powstawania nowych aplikacji konstrukcyjnych opartych na udoskonalanych założeniach. Dostrzegalna staje się potrzeba ewolucyjnego przewartościowywania wielu kanonów obowiązujących w dotychczasowej pragmatyce projektowania konstrukcji. Poszukiwanie czytelnych podziałów i klasyfikacji „zdeformowanych" układów konstrukcyjnych, staje się obecnie trudnym zadaniem min. z powodu nieograniczonych możliwości w tworzeniu nowych rozwiązań. Pojawiająca się dowolność w kształtowaniu konstrukcyjnym wymaga bardziej ogólnego podejścia w definiowaniu układów, a podstawowym kryterium staje się uzyskanie szeroko rozumianego bezpieczeństwa na wszystkich etapach realizacyjnych, ale przede wszystkim budowania i użytkowania obiektu. Oczywistym jest fakt, iż odpowiedzialność inżynierów w procesie projektowania i realizacji niepomiernie wzrasta. Sprzyjającym czynnikiem jest bardzo szybki rozwój techniczno-technologiczny. Ostatnie lata to także okres wyraźnego postępu w rozwijającej się dziedzinie jaką stała się inżynieria materiałowa. Tradycyjne tworzywa konstrukcyjne są modyfikowane i nieustannie ulepszane, jak na przykład betony samozagęszczalne, stale wysokogatunkowe, czy elementy drewnopochodne. Pojawiają się też nowe generacje materiałowe. W budownictwie coraz częściej stosuje się polimery i kompozyty konstrukcyjne o coraz lepszych parametrach technicznych. Poszukiwanie i tworzenie architektury arytmicznej to również efekt nowych możliwości wykorzystania programów komputerowych przeznaczonych do obliczeń konstrukcyjnych różnych struktur o swobodnie kształtowanych powierzchniach. Programy obliczeniowe oraz dokładniejsza baza danych technicznych, dotycząca cech materiałowych uściśla warunki brzegowe pozwalając na uzyskiwanie bardziej wiarygodnych wyników przy wymiarowaniu i określaniu odkształceń postaciowych w elementach nośnych. Zwiększone możliwości realizacyjne tworzą naturalne warunki do ekstremalnych poszukiwań twórczych w projektowaniu. Jednym z takich nurtów jest architektura arytmiczna określona jako aeurytmiczna z uwagi na świadome deformowania brył budynków.

2, ARCHITEKTURA AEURYTMICZNA

Architektura aeurytmiczna to nowy, wyraźnie odmienny kierunek w architekturze stanowiący „odwrócenie" znanej triady funkcja - konstrukcja - forma. W rozumieniu formy architektura staje się obrazem niekonwencjonalnej wizualizacji. Czy funkcja architektoniczna zachowuje swoje tradycyjne znaczenie ? W wyniku widocznego przestawienia akcentów, następuje dominacja formy obiektów, której integralnym, a także twórczym elementem, staje się konstrukcja. Następuje tu swoista budowa formy poprzez silne sprzężenie zwrotne wykorzystania możliwości konstrukcyjno-materiałowych a fantazją i poszukiwaniami architekta.

Z tego punktu widzenia można dokonać pewnej próby sklasyfikowania obiektów o cechach aeurytmicznych jako budynki:

- w których funkcja użytkowa nie stanowi wartości nadrzędnej jak to wynikało w architekturze,
- w których forma i konstrukcja jest narzucana przez fantazję twórcy i powstaje w wyniku trudnej weryfikacji realizacyjnej,
- w których nowe niekonwencjonalne formy kształtują logiczne i obliczeniowo uzasadnione rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe i technologiczne.

Przykładów zrealizowanych obiektów, gdzie pojawia się tendencja swobodnego kształtowania układów funkcjonalno-przestrzennych jest już bardzo wiele. Wzajemnie przenikające, nakładające lub przecinające się powierzchnie powstają w wyniku poszukiwania efektu wrażeniowego, a efektywność i racjonalność użytkowa jest temu wyraźnie podporządkowana. Charakterystyczne przykłady to szczególnie niektóre projekty

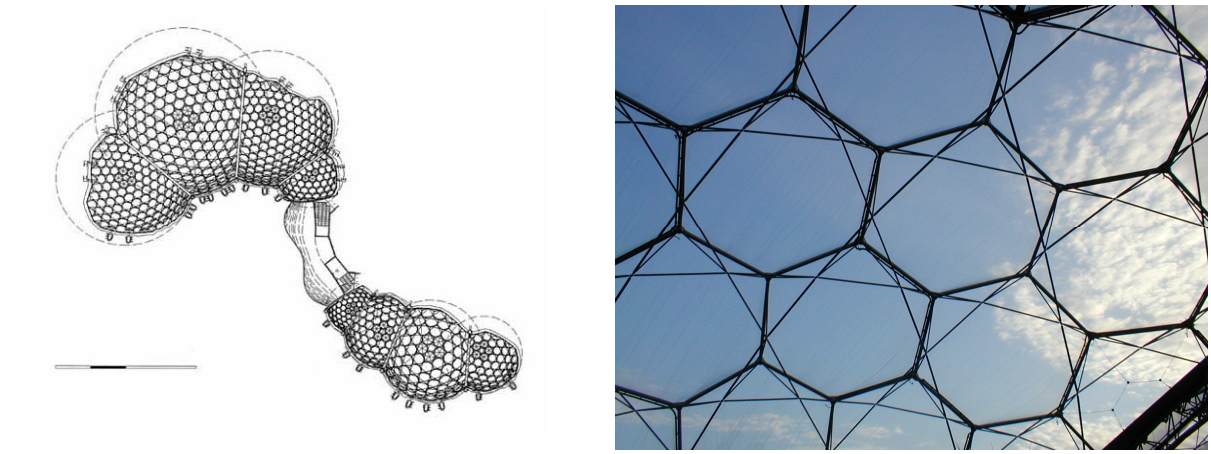
Rema Koolhaasa (Cosa da Musica w Porto), Bena Van Berkela (Möbius House w Amsterdamie), Petera Eisenmana (Max Reinhardt Haus w Berlinie), ale przede wszystkim projekty Zahy Hadid (Centrum Sztuki Współczesnej w Cincinnati, czy budynek straży pożarnej w Weil am Rhein w Niemczech).

Budynki klasyfikowane do grupy drugiej stanowią oryginalne realizacje autorskie, skomplikowane technicznie, często budowane na bazie wcześniejszych modeli. Szereg przykładów takich obiektów to m. in. zaprojektowana przez Antonio Gaudiego Sagrada Familia w Barcelonie, budynek Samitaur w Los Angeles Edwina Owena Mossa, czy też Szkoła Sztuki i Projektowania w Toronto (projekt Alsop Architects) a szczególnie rzeźbiarski projekt Santiago Calatravy budynku wysokiego Turning Torso w Malmö. Analizując też i inne budynki można zauważyć, iż podejmowane są również działania w celowym i świadomym „burzeniu" porządku przestrzennego, co wywołuje zniekształcanie struktur nośnych. Takie obiekty to efekty projektowania m. in. J. Herzoga i P. de Merona, Daniela Libeskinda, czy Franka Gehry, a szczególnie pracowni Coop Himmelb(l)au z Wiednia i NOX z Amsterdamu.

Grupa trzecia to znaczące realizacje wybitnych architektów i inżynierów jak Normana Fostera, Santiago Calatravy, Renzo Piano, Toyo Ito, C. Balmonda, Nicolasa Grimshaw'a, czy Richarda Rogersa, ale także wielu innych. Cecha wspólna projektowanych budynków to wykorzystanie nowatorskich idei konstrukcyjno-technologicznych jako istotnej przesłanki do kształtowania formy obiektu. Ze względu na coraz powszechniejsze zrozumienie idei zrównoważonego rozwoju, która jest uznawana za wyznacznik postępu w budownictwie, należałoby określić jej miejsce w architekturze aeurytmicznej. Zrównoważony rozwój oznacza zespół działań techniczno-humanizacyjnych zmierzających do ochrony środowiska geograficznego i uczynienia przyjaznym otoczenia człowieka. Strategie zrównoważonego rozwoju obejmują kompleksowo szereg zagadnień zapewniających komfort środowiskowy przez korzystne rozwiązania przestrzenno-funkcjonalne i odpowiednią orientację obiektów, wprowadzanie technik pasywnych i aktywnych, dobre przewietrzanie, nasłonecznienie, itp. Istotne zadania to także stosowanie odnawialnych, szczególnie miejscowych materiałów i technik budowania z możliwością łatwej modernizacji obiektów oraz ewentualnego ich recyklingu. Istotne jest eliminowanie niepożądanych zjawisk akustycznych, np. poprzez stosowanie podwójnych elewacji szklonych, przesłon, nowoczesnych technik oświetlenia elektrycznego, itp.. Poniżej przedstawiono wybrane niekonwencjonalne obiekty, które w większym lub mniejszym stopniu spełniają te warunki. Przytoczone przykłady to realizacje o indywidualnej, charakterystycznej formie stanowiące oryginalne koncepcje autorskie, w których zastosowano relatywnie uporządkowane rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe.

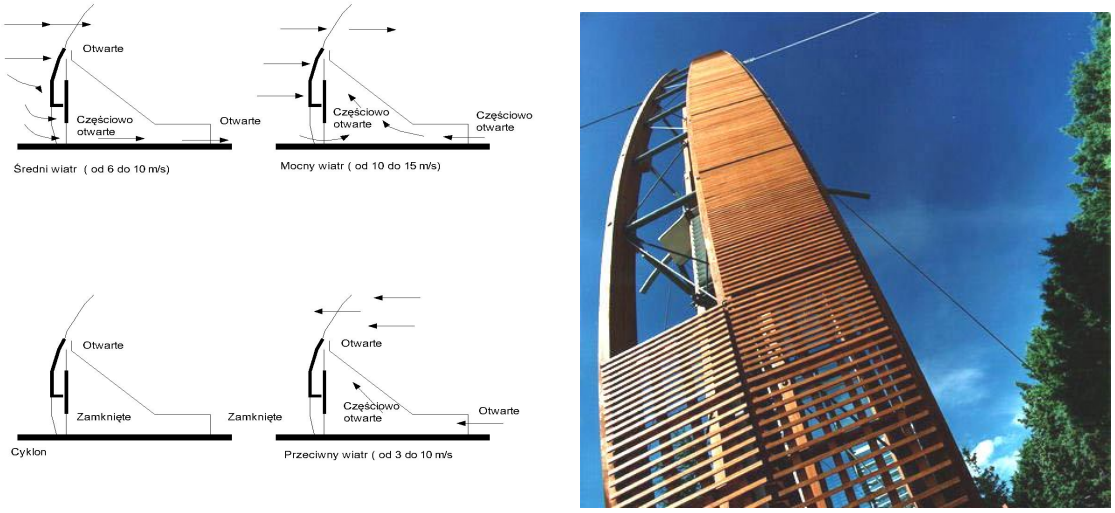
3. WYBRANE OBIEKTY AEURYTMICZNE SPEŁNIAJĄCE NIEKTÓRE CELE ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU

Niektóre z tych obiektów można uznać za bardzo udane, jak na przykład pawilon Eden wybudowany w St. Austell w Kornwalii, w Wielkiej Brytanii, czy Centrum Kultury Kanaków, w stolicy Nowej Kaledonii, ale także budynek Ratusza i Towarzystwa Ubezpieczeniowego Swiss Re w Londynie. Pawilon Eden tworzą wzajemnie połączone przezroczyste kopuły, a ich konstrukcja to przestrzenna, regularna struktura prętowa. Pas górny przekrycia został zbudowany z sześciokątów podpartych słupkami i stabilizowanych systemem cięgien. Przejrzysta i czytelna technologicznie konstrukcja jest dobrze zintegrowana z założoną formą. Pawilon spełnia także wiele kryteriów funkcjonalno-użytkowych.



Rys. 1. Pawilon Eden w St. Austell w Kornwalii

Centrum Kultury Kanaków, które wybudowano na półwyspie Tina to obiekt unikalny pod wieloma względami. Renzo Piano analizując zasadę budowy chat tubylców zastosował podobne rozwiązanie. Układy nośne zespołu samodzielnych pawilonów zbudowane zostały z dźwigarów składanych z drewna klejonego, które łączono przegubowo z dwóch elementów. Konstrukcję wykonano z miejscowego, egzotycznego drewna Iroko. Taki autorski projekt okazał się bardzo odpowiedni dla warunków panujących na półwyspie (silne wiatry).



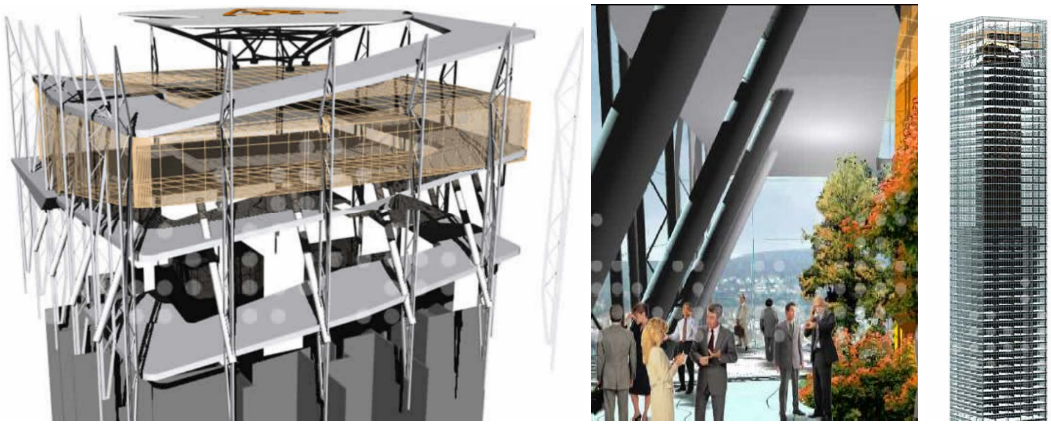
Rys. 2. Centrum Kultury Kanaków w Nowej Kaledonii

Coraz większą grupę stanowią budynki projektowane z uwzględnieniem uwarunkowań wynikających z panującego klimatu i ekosystemu. Powstają obiekty o silnie rozrzeźbionych bryłach, o dużych otwartych „zielonych powierzchniach", także z „uwolnionymi" parterami, o strukturach nośnych kształtowanych inaczej, niż w dotychczasowych, tradycyjnych systemach konstrukcyjno-technologicznych. Należy zauważyć, iż budynki projektowane według zasad architektury bioklimatycznej cechuje inne podejście przy kształtowania struktur nośnych. Charakterystyczny budynek Towarzystwa Ubezpieczeniowego Swiss Re został zaprojektowany w pracowni Normana Fostera. Budynek o opływowej formie wyraźnie zintegrowany z warunkami otoczenia można zaliczyć do nurtu Eco-Tech. Koncepcja projektowa budynku powstała ponad trzydzieści lat temu, ale wówczas z uwagi na możliwości realizacyjne wydawała się całkowicie nierealna. Nawet obecnie projekt stanowi nowatorskie rozwiązanie konstrukcyjno-materiałowe, a centralny

trzon nie tworzy głównego usztywnienia. Podstawowy ustrój nośny to wykonana z profili stalowych zewnętrzna siatka strukturalna. Kurtynowa ściana z podwójnej warstwy szklanych paneli zapewnia bardzo dobre warunki oświetlenia. Ruchome osłony przeciwsłoneczne i wiatrowe, atria i ogrody zimowe to tylko niektóre ważne elementy uwzględnione przy projektowaniu.

Rys. 3. Budynek Towarzystwa Ubezpieczeniowego Swiss Re w Londynie

Interesujący konstrukcyjnie, nietypowy obiekt to budynek wysoki Trump Center w Stuttgarcie. Ustrój nośny został dostosowany do potrzeb budynków klimatycznych z charakterystyczną elewacją, na której występują zielone tarasy i balkony. System konstrukcyjny budynku stanowi obwodowa galeria oparta na układzie pionowych kratownic stalowych.



Rys. 4. Budynek Trump Center w Stuttgarcie

4. WNIOSKI KOŃCOWE

1. Współczesne poszukiwania w architekturze cechuje duża różnorodność i zmienność, a jednym z nowych nurtów w projektowaniu jest architektura aeurytmiczna.
2. Przez wieki doświadczeń w budowaniu tworzono i rozwijano zasady, a poziom wiedzy i myśl techniczna umożliwiały realizowanie w miarę statecznych i bezpiecznych konstrukcji wielu trudnych i oryginalnych obiektów.
3. Dynamiczna, niekonwencjonalna architektura stawia dzisiaj zdecydowanie trudniejsze wyzwania dla racjonalnego budowania wywołując potrzebę zmian w pragmatyce

projektowania konstrukcji, szczególnie w poszukiwaniu nowatorskich rozwiązań techniczno-technologicznych.

4. Przedstawione przykłady budynków świadczą, że cele strategii zrównoważonego rozwoju mogą być realizowane niezależnie od projektowanych form obiektów. W strategii zrównoważonego rozwoju w projektowaniu budynków ważnym elementem jest przyjęty system konstrukcyjny, który uwzględniałby wymagania, podlegałby także recyrkulacji.
5. Formy, które potrafimy zbadać i naśladować, mogą znaleźć praktyczne zastosowanie w eksperymentującej architekturze, nadając jej nową jakość. Ukształtowanie takich form to m. in. wynik przyjmowania pewnych nowych założeń statyczno-geometrycznych, czy też kodów genetycznych o określonym porządku, a nietypowe konfiguracje prętowe mogą stanowić coraz doskonalsze rozwiązania stosowanych układów strukturalnych.
6. Przyszłe twórcze działania to także wielostronne, interdyscyplinarne analizy wpływu rozwiązań konstrukcyjnych na formę architektoniczną oraz poszukiwanie ich wzajemnej synergii. Tworzenie i badanie oryginalnych, nieszablonowych, o zoptymalizowanych kształtach rozwiązań konstrukcyjnych według określonych zasad i w oparciu o znajomość praw statyki i cech wytrzymałościowych materiałów staje się twórczym, inspirującym zadaniem projektowym.

Literatura :

[1] Rokicki W.: „Tendencje w kształtowaniu współczesnych modeli konstrukcyjnych w aspekcie twórczego projektowania architektonicznego" - praca statutowa - WAPW, 2004.
[2] Rokicki W.: „Konstrukcja w aeurytmicznej architekturze" - prace naukowe WAPW, 2006
[3] Szparkowski Z., Rokicki W.: „Sustained development the aeurythmic architetecture at the examplees of the building structures" - referat, Praga 2007, CESB 07.

STRUCTURAL SHAPING IN UNCONVENTIONAL BUILDINGS

Summary

Diversity, changeability and message that architecture is a branch from the edge of art, having very big influence on cultural and social life, puts far higher requirements not only on architects but on engineers as well. As a result of a constant creative search new original and amazing forms are created. Recent avangarde solutions of new spectacular and innovative ideas prove that time for structural searching has begun. A traditional view on function and space hand in hand with rather rigid forms are becoming more flexible. Due to the constant increase of possibilities to do complicated projects, it is natural that more extreme and creative ideas are being completed. Arythmic architecture also known as an aeurythmic is an example of a concious deforming of building blocks. Dynamic , unconventional architecture puts on far more difficult challenges for rational building. It results in a need for constant changes in designed constructions . Unusual configurations of rods can be far better solutions used for structural systems. Creating and studying original unconventional and optimized constructional solutions, which are followed by defined rules and are based on wide knowledge of static and strength of materials, has became an inspiring designing task.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Adam RYBKA
Jarosław JAWORSKI
Sławomir RYBKA
Politechnika Rzeszowska

BUDYNEK BIUROWY W KONSTRUKCJI STALOWEJ

1. BUDYNKI BIUROWE

XIX wiek to okres szybkiego rozwoju przemysłu, handlu i korporacji ubezpieczeniowych w wielu krajach świata. Przyniosło to zapotrzebowanie na pomieszczenia biurowe. Powstały pierwsze budynki o konstrukcji szkieletowej stalowej: Jayne Building w Filadelfii z lat 1849-1852, Oriel Chambers w Liverpoolu z 1864 r., Home Insurance w Chicago z 1883 - 1885.

W latach 50-tych XIX wieku w Stanach Zjednoczonych pojawiają się budynki przeznaczone wyłącznie na pomieszczenia biurowe. Pierwszy budynek o 10 kondygnacjach został wybudowany 1885 roku w Chicago. Natomiast pierwszym wielko przestrzennym obiektem biurowym był ukończony w 1904 r. budynek administracyjny firmy Larkin Soap Company w Buffalo. Pod koniec XIX wieku w Chicago pojawiły się biurowce o 12, 14, 16 i 23 kondygnacjach. Dawało to możliwość wprowadzania większej liczby pracowników do pomieszczeń biurowych. Powstał pomysł budynków mieszczących oprócz biurowców jednocześnie domy mieszkalne i towarowe wraz z hotelami.

Pierwszą konstrukcję szkieletową wprowadził Wiliam Le Baron Jenney w budynku magazynowym w Chicago. Cechą charakterystyczną budynków w konstrukcjach szkieletowych były duże poziome okna [9]. W Polsce pierwszym miastem, mogącym się poszczycić 18–kondygnacyjnym budynkiem była Warszawa – „Centralę Telefoniczną" oddano do użytku w 1905 roku [3]. Rozwój budynków wysokich znacząco umożliwił Elish Otis w 1853 roku, gdy skonstruował pierwszą windę, której w wyniku modyfikacji pod koniec lat 80-tych XIX wieku zmieniono napęd na elektryczny [11].

2. KONSTRUKCJE NOŚNE BUDYNKÓW WIELOKONDYGNACYJNYCH

Istnieje wiele układów konstrukcyjnych zapewniających stateczność i wytrzymałość budowli oraz bezpieczeństwo podczas użytkowania.

2.1. Ustroje nośne budynków

Najważniejsze czynniki jakie bierze się pod uwagę podczas wyboru ustroju nośnego oraz zastosowanych materiałów to:

- kształt budynku, rozwiązanie fundamentów oraz parteru budynku, wartość poziomych obciążeń, zależności ekonomiczne, sztywność budynku dla przeniesienia poziomych obciążeń, wysokości obiektu, smukłości rdzenia oraz budynku.

Ze względu na sztywność przestrzenną budynku, przekazywanie obciążeń oraz schemat statyczny wyróżnia się następujące ustroje nośne budynków wysokich:

- trzonowe: system wspornikowy, system wieszarowy, „trzon w trzonie", system szkieletowy,
- ustroje powłokowe: powłoki ramowe, powłoki ramowe skratowane,
- systemy ramowe: przegubowy z pionowymi tężnikami w postaci ścian, przegubowy z pionowymi tężnikami płaskimi, system płaskich ram, ram z pionowymi tężnikami płaskimi, ustrój „trzon w trzonie", układy pasmowe, system megakolumn, megastruktury.

Każdy ustrój można podzielić jeszcze ze względu na metodę przenoszenia obciążenia poziomego na posadowienie budynku, rodzaju zastosowanego materiału konstrukcyjnego, a także uzyskania sztywności przestrzennej budynku. Wśród systemów nośnych wieżowców istnieje wiele klasyfikacji, które zależą od specyfiki regionu, gdzie będzie wznoszony budynek [11].

2.2. Elementy konstrukcji nośnej budynków wielokondygnacyjnych

Tworząc ustrój nośny w budynkach szkieletowych stosuje się pewne zasady:

- projektowane ściany oraz stropy powinny być lekkie, ale z dobrą izolacyjnością akustyczną oraz cieplną,
- ustrój nośny prosty nie sprawiający problemu wykonawcy, prosta w montażu i nie sprawiająca problemu w transporcie konstrukcje z elementami powtarzalnymi,
- prosty schemat statyczny, gwarantujący stateczność oraz sztywność przestrzenną budynku podczas w czasie montażu jak i użytkowania,
- dążenie do najmniejszego ciężaru konstrukcji oraz unikanie zwiększenia kubatury budynku przez belki główne, drugorzędne oraz słupy [7].

2.2.1. Konstrukcja stropów

Przeznaczenie budynku oraz siatka słupów i podciągów decydują przede wszystkim o typie zastosowanego stropu. Dużą część kosztu budowy budynku są stropy [7].

Stropy powinny zapewnić przeniesienie obciążeń poziomych i pionowych. Jednak główną siłą działającą na strop jest obciążenie pionowe. Stropy prefabrykowane żelbetowe płytowo-belkowe oraz płytowe znalazły zastosowanie w budownictwie przemysłowym i ogólnym. W przypadku dużych rozpiętości stosuje się płyty żelbetowe i belki sprężone albo belki i płyty sprężone. Stropy żelbetowe, płytowo – żebrowe stosujemy w budynkach szkieletowych. Belki i słupy połączone ze sobą węzłami sztywnymi tworzą ramę. Strop płytowo - żebrowy opiera się na belkach ramy. Długość żeber przyjmuje się w granicach 4,5 - 7,5 m, a rygli ram 6,0 - 12,0 m. W celu uzyskania estetyki w pomieszczeniach stosuje się podwieszane sufity. Stropy gęsto żebrowe – żelbetowe, ceramiczno – żelbetowe oraz rusztowe spotyka się także w budynkach szkieletowych monolitycznych [3].

Stropy belkowe używa się w budynkach szkieletowych o konstrukcji stalowej. Jego konstrukcją nośną są podciągi oraz belki drugorzędne. Stosuje się kształtowniki walcowane na gorąco najczęściej dwuteowniki. Oprócz tego wykorzystuje się także belki ażurowe oraz specjalne profilowane na zimno kształtowniki. Również stropy oparte na konstrukcji stalowej powinny zapobiegać rozprzestrzenianiu się ognia. Płyta betonowa grubości 10 cm

zabezpiecza przed temperaturą wyższą niż 130 ºC. Dla zapewnienia jakości użytkowania należy zabezpieczyć stropy odpowiednią izolacją akustyczną [3].

2.2.2. Konstrukcja słupów

Projektowanie słupów ma duży wpływ na rozwiązanie ustroju nośnego ze względu na zużycie stali. Połączenie słupów z belkami oraz ich kształt powinny zezwalać na:

- łatwość montażu i wykonania,
- stosowanie tych samych połączeń z belkami oraz węzłów słupów,
- ekonomiczne zużycie materiału jakim jest stal,
- wykorzystanie powstałej powierzchni na poszczególnych piętrach,
- na całej wysokości budynku nieznaczną zmianę obrysu [2].

W budynkach wielokondygnacyjnych smukłość słupów nie jest mała, dlatego rzadko istnieje konieczność zwiększania przekrojów poprzecznych przy równoczesnym zmniejszaniu ich ścianek. Najczęściej stosuje się przekroje szerokostopowe HEB, HEM oraz HEA niż IPE NP. Stosując słupy o przekroju zamkniętym można je wypełnić betonem lub pozostawić puste. W przypadku wypełnienia betonem zwiększa się ich sztywność i nośność oraz odporność ogniową. We współczesnych konstrukcjach szkieletowych przekroje złożone stosowane są sporadycznie [2]. Zmiana przekroju następuje przeważnie co drugą kondygnację. Styki słupów umieszcza się na jednej wysokości kondygnacji w granicach 0,4 - 1,0 m nad stropem z powodu dogodności montażu złącza montażowego lub trwałego. Najlepiej na wysokości zmiany kształtu słupa [7]. Podczas połączenia dwóch słupów o różnych przekrojach lub zamocowanych mimośrodowo blachy czołowe mają znaczne grubości. W przypadku znacznych obciążeń na słupy projektuje się belki lub ruszty na fundamentach umożliwiające rozłożenie sił na znacznie większe pole powierzchni [2].

2.2.3. Ściany zewnętrzne oraz wewnętrzne

Istnieją dwa typy ścian zewnętrznych: ściana z płyt oraz ściana-ruszt. Ściana z płyt łączy się między sobą, a całość montuje się do konstrukcji nośnej budynku. W tego typu ścianach są uwzględnione ramy na okna. Mogą być z zrobione z tworzyw sztucznych, blach emaliowanych lub aluminiowych oraz z betonu. Warunkiem jest dobra izolacyjność cieplna. Natomiast ściana-ruszt składa się z utwierdzonych do konstrukcji nośnej budynku profili poziomych i pionowych, gdzie między nimi montuje się okna lub płyty. Parcie wiatru i ciężar tej ściany musi przejąć ruszt składający się kształtowników poziomych i pionowych.

W tych typach ścian, gdzie brak otworów okiennych przegroda zewnętrzna jest trójwarstwowa. Idąc od wewnątrz pierwsza warstwa zabezpiecza od zniszczeń, środkowa jest izolacją termiczną, natomiast zewnętrzna chroni od czynników atmosferycznych [7].

W przypadku ścian wewnętrznych ich konstrukcja zależy od przeznaczenia budynku. W budynkach użyteczności publicznej oraz mieszkaniowych ściany działowe oparte są na belkach lub stropie, natomiast ściany odgradzające klatki schodowe oraz szyby windowe wykonuje się z betonu lub ceramiki [7].

3. SZKIELETOWE BUDYNKI STALOWE

Budynki wielokondygnacyjne zwykle mają konstrukcję stalową. Jednak częściej mieszaną stalowo-betonową lub zespoloną. Przy doborze szkieletu budynku wielokondygnacyjnego konstruktor skupia się na porównaniu wad i zalet stali i betonu [2].

3.1. Materiały stosowane do budowy konstrukcji szkieletowych

Pomiędzy budynkami do kilkunastu pięter dominują konstrukcje nośne żelbetowe. Wraz ze wzrostem wysokości budynku udział konstrukcji stalowych jako układów nośnych wzrasta w budynkach 20 - 30 kondygnacyjnych. W przypadku budynków sięgających 40 pięter często spotykany jest ustrój nośny mieszany, który składa się ze stalowego szkieletu wraz ze współpracującym trzonem żelbetowym lub ścianami, albo jako konstrukcja zespolona. Aby uzyskać budowle o wysokościach wyższych niż 400 m, należy użyć konstrukcji stalowej o układzie powłokowo-prętowym. Uzyskanie swobody podzielenia powierzchni użytkowej budynku, także jego fasady, uzyskuje się dzięki stalowej konstrukcji szkieletowej. Również mały ciężar własny konstrukcji przemawia na rzecz szkieletu stalowego, co daje zyski na wykonaniu mniej kosztownych fundamentów [8].

Żelbetowe jest posadowienie każdego budynku oraz część stropów. Sztywne tarcze, jakie tworzą monolityczne stropy, dają właściwą dystrybucję obciążenia poziomego na pionowe części budynku. Beton jako materiał konstrukcyjny daje bezpieczeństwo przeciwpożarowe. Wystarczy tylko zwiększyć otulinę zbrojenia do 7-8 cm, a w konstrukcjach stalowych wymaga się nałożenia drogich powłok przeciwogniowych. Również żelbet zwiększa sztywność przestrzenną budynku. Uzyskuje się przez to mniejszą podatność na przemieszczenia skrętne oraz podatność na obciążenia dynamiczne [11].

4. PROJEKT WIELOKONDYGNACYJNEGO BUDYNKU BIUROWEGO

4.1. Program użytkowy

Obiekt projektuje się w Rzeszowie przy ulicy Podwisłocze oraz majora Wacława Kopisto. Na terenie przeznaczonym pod zabudowę nie ma obiektów ani obszarów historycznych wpisanych do rejestru zabytków.

Projektuje się budynek biurowy wielokondygnacyjny, którego funkcja główna uzupełniona będzie funkcją usługową i hotelową.

W części podziemnej budynku znajdować się będzie parking na 40 miejsc postojowych w tym 10 miejsc dla osób niepełnosprawnych, serwerownia, pomieszczenie do obsługi budynku oraz ciągi komunikacyjne. Na parterze będą pomieszczenia przeznaczone pod usługi – sklepy, magazyny, pomieszczenia socjalne oraz recepcja do obsługi budynku. Na następnych dwóch kondygnacjach znajdują się sale konferencyjne. Kolejne dwanaście kondygnacji to pomieszczenia biurowe. Na XV piętrze znajdzie się obsługa hotelu. Pomieszczą się tu powierzchnie zarówno dla zarządców hotelu - sekretariat, dyrekcja oraz administracja, jak i pomieszczenia do obsługi hotelu. W części północno-wschodniej znajduje się bufet oraz kuchnia obsługująca ten bufet. Na następnej kondygnacji znajdować się będą Centralny System Zarządzania Budynku, centrala telefoniczna, serwerownia, stacja transformatorowa, tablice rozdzielcze, instalacje ściekowe, hydrofornia, węzeł cieplny, centrala klimatyzacyjna oraz magazyny. Kondygnacje od XVII do XXXII to hotel w skład którego wchodzą pokoje hotelowe. Na ostatnim piętrze znajduje się taras widokowy, który będzie ogólnodostępny.

Jak w wielu obiektach tego typu, bardzo ważną rolę odgrywać tu będzie wygląd zewnętrzny. Budynek został tak zaprojektowany, by jak najlepiej połączyć jego przeznaczenie z funkcjonalnością użytkową. Obiekt można podzielić na dwie strefy: pierwsza – parter oraz hotel - ogólnodostępna, i druga dostępna tylko dla personelu oraz osób pracujących w budynku. W strefie ogólnodostępnej znajdują się sklepy a także pomieszczenia hotelowe. W drugiej strefie osoby pracujące w budynku mają do dyspozycji szatnie, pomieszczenie socjalne, pomieszczenie porządkowe, pomieszczenia magazynowe. Na parterze magazyny

znajdują się bezpośrednio przy sklepach, tak aby ułatwić pracę sprzedawcy. Na kondygnacjach biurowych pracownicy mają łatwy dostęp do urządzeń biurowych oraz mogą się swobodnie przemieszczać pomiędzy skrzydłami budynku.

4.2. Zestawienie powierzchni

Dane ogólne budynku:
Powierzchnia zabudowy – 1 927,21 m^2
Powierzchnia całkowita – 37 570,17 m^2
Powierzchnia użytkowa – 31 934,65 m^2
Kubatura budynku – 4 564 775,66 m^3

4.2.1. Ogólna koncepcja konstrukcji budynku

Jako układ konstrukcyjny budynku zastosowano ustrój trzonowy współpracujący z systemem ram płaskich mającym za zadanie przeniesienie zarówno sił poziomych jak i pionowych. Rzut budynku stanowi centralny rdzeń i cztery rozchodzące się skrzydła, dający w rzucie kształt wiatraka. Rzut budynku jest oryginalny w porównaniu do już istniejących budowli. Głównym założeniem koncepcji budynku jest zmniejszanie się wysięgu poszczególnych skrzydeł (pierwsze zwężenie następuje na 4 kondygnacji, następne na XVII piętrze, dalej na XXV kondygnacji). Ostatecznie na 35 kondygnacji konstrukcja budynku kończy się samym rdzeniem. Całkowita wysokość budynku wynosi 121,5m oraz 35 kondygnacji. Trzon zostanie wykonany z żelbetu, którego ściany będą o zmiennej grubości. Zarówno ramy, jak i trzon są utwierdzone w płycie dennej. W projekcie elewacji budynku wpływ wiatru był bardzo ważnym elementem do jej doboru. Panele szklane musza spełniać odpowiednie wymagania dotyczące wytrzymałości i trwałości poszczególnych segmentów oraz małego ciężaru i aerodynamiki a także nie skomplikowanego montażu i łatwego utrzymania czystości elewacji.

4.2.2. Ściany zewnętrzne

Lekka ściana osłonowa jest coraz częściej stosowaną technologią we współczesnych budynkach ze względu na estetykę jak i walory konstrukcyjne. Jest wykonana z elementów dającym możliwość kształtowania bryły obiektu. Ściana konstrukcji słupowo-ryglowej, jest przegrodą samonośną o prętowej konstrukcji szkieletowej. Głównymi elementami nośnymi są poziome rygle oraz pionowe słupki, montowane są do konstrukcji nośnej budynku. Natomiast pionowe pasy utworzone przez słupki podzielone są ryglami na pola do wypełnienia, w które montuje się szyby zespolone lub płyty warstwowe. Elementy nośne ściany osłonowej wykonane są z kształtowników skrzynkowych stalowych, z profilowanymi ściankami dla mocowania uszczelek oraz łączników. Konstrukcja ściany osłonowej jest wyposażona w system odwodnienia, odprowadzenia kondensatu oraz wentylacji z wewnątrz ściany poprzez słupy i rygle - elementy konstrukcyjne ściany osłonowej. W rozwiązaniu konstrukcji nośnej elewacji stosuje się wewnętrzne łączniki z tworzyw i uszczelki wielokomorowe. Natomiast szyby zespolone powinny posiadać wskaźnik termoizolacyjności zawierający się w granicach U = 0.8 - 1.5 [W/(m^2·K)]. Należy stosować szkło refleksyjne. Jeżeli chodzi o konstrukcję szkieletową ściany to wskaźnik ten powinien zawierać się w granicach U = 2.3 - 2.5 [W/(m^2·K)]. W celu spełnienia wymagań przeciwpożarowych powinny być zrealizowane następujące warunki: należy zastosować materiały niepalne, zapobiegające rozprzestrzenianiu się ognia oraz wysokości płyt warstwowych nadprożowo-podokiennych o wymiarach pionowych określonych w przepisach przeciwpożarowych.

Głównym elementem nośnym budynku jest płyta fundamentowa o grubości 2 m, oparta na 727 palach wierconych o średnicy ∅ 40 cm i długości 40 m. Płytę wykonano z betonu klasy B45, natomiast pale wykonano z betonu klasy B50. Trzon budynku zostanie wykonany z żelbetu o zmiennej grubości ścian. Stropy wykonano jako płyty dwukierunkowo zbrojone, o grubości 20 cm, z betonu klasy B45. Strop opiera się na słupach oraz belkach stalowych, w rozstawie przedstawionym na rysunkach poszczególnych kondygnacji. Ścianki działowe wykonane z płyt gipsowo-kartonowych na ruszcie stalowym o grubości 12 cm. Tarasy wykończone będą płytkami mrozoodpornymi oraz zabezpieczone przed wpływami atmosferycznymi. Posiadają odpowiedni system odwodnienia jak i izolacji termicznej. Budynek będzie wyposażony w wentylację mechaniczną oraz klimatyzację. Schody żelbetowe monolityczne wykonane na placu budowy z betonu klasy B45. Szyby windowe wykonane w trzonie komunikacyjnym osłonięte ścianami żelbetowymi z betonu klasy B45. Okna i drzwi balkonowe (tarasowe) oraz wejściowe z PCV o maksymalnym współczynniku U = 1.1 [W/(m2·K)]. Drzwi wewnętrzne z PCV. W części hotelowej należy położyć wykładzinę. W części usługowej, w salach konferencyjnych, na korytarzach a także w pomieszczeniach sanitarnych należy położyć płytki ceramiczne.

4.3. Ochrona budynku przed pożarem

Wymagana klasa odporności budynku powinna być co najmniej C. Zabezpieczenie budynku przed ogniem powinno odpowiadać następującym warunkom:

- elementy konstrukcyjne powinny być zabezpieczone warstwami ochronnymi pęczniejącymi o odporności ogniowej F1,
- farbami, które stosuje się: podkład antykorozyjny i farby powiększające swą objętość oraz farba nawierzchniowa, która zapewnia szczelność przeciw przenikaniu wody w trakcie użytkowania budowli.

Powłoki malarskie nakłada się bezpośrednio na elementy konstrukcji. Innym rodzajem zabezpieczenia przed ogniem są suche tynki. Ostatnim rodzajem ochrony przeciwpożarowej jaki należy zastosować to kurtyny wodne.

5. WNIOSKI

Projekt obejmuje propozycje budowy wysokościowego budynku biurowego w Rzeszowie. Ze względu na rozmiary budynku, a w szczególności jego wysokość projekt jest unikalny w swojej kategorii zwłaszcza jeżeli chodzi o tego typu budynki projektowane dla Rzeszowa. Obiekt przewiduje interesujące rozwiązania funkcjonalne. Jest przykładem zastosowania nowoczesnych możliwości konstrukcyjnych do kształtowania formy wysokościowego budynku biurowego.

Rys. 1. Widok projektowanego biurowca od strony wschodniej

Rys. 2. Widok projektowanego biurowca od strony północnej

Literatura

[1] Bogucki W., Żyburtowicz M.: Tablice do projektowania konstrukcji metalowych. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2006.
[2] Bródka J., Kozłowski A.: Stalowe budynki szkieletowe. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2003.
[3] Kapela M., Sieczkowski J.: Projektowanie konstrukcji budynków wielokondygnacyjnych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003.
[4] Karfik V.: Budynki biurowe. Wydawnictwo Arkady. Warszawa 1976.
[5] Komar B., Tymkiewicz J.: Elewacje budynków biurowych. Funkcja, forma, percepcja. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2006.

[6] Kucharczuk W.: Stalowe hale i budynki wielokondygnacyjne. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2004.
[7] Łubiński M., Żółtowski W.: Konstrukcje metalowe. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 2004.
[8] Machowski A., Murzewski J.: Szkielety stalowe budynków wielokondygnacyjnych. Politechnika Krakowska, Kraków 1988.
[9] Niezabitowska E.: Projektowanie obiektów biurowych. Część I. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1997.
[10] p. red. Adamski W., Gryc P., Jamróz A., i in.: Popularna Encyklopedia Powszechna. Tom 12, Grupa Wydawnicza Bertelsmann Media, Warszawa 2003.
[11] Pawłowski A., Cała I.: Budynki wysokie. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2006.
[12] PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
[13] PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
[14] PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
[15] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[16] PN-B-03215 Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie.
[17] PN-B-03264:2002/Ap1 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[18] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. 75 poz. 690).

THE STEEL CONSTRUCTION OF THE OFFICE BUILDING

Summary

Many constructional arrangements exist, to assure equilibrium and the endurance of the buildings and safety while they are in the use. Steel construction as bearing arrangements appear together with the growth of the height of the buildings. In the bearing mixed case system of buildings reaching 40 floors often is happened. Get buildings about the considerable height, one should use the steel construction to the arrangement. Obtainment of the liberty of division of the usable surface of the building, one gets to thanks to the steel skeletal construction.

The small own weight of the construction also speaks on the thing of the steel skeleton. The project of the many - level office building was introduced. The basic function was replenished by the service and hotel functions. The object will be constructing in Rzeszow. As the arrangement of the construction of the building, core system co-operating with the system of flat frames having for the task of the transfer was applied both horizontal and perpendicular strengths. Central core and four spreading wings make the layout of the building. The layout of the building is unique in the comparison with already existing buildings. The object possesses interesting functional solutions. It is the example of the use of modern constructional possibilities to formation of the form of the height office building.

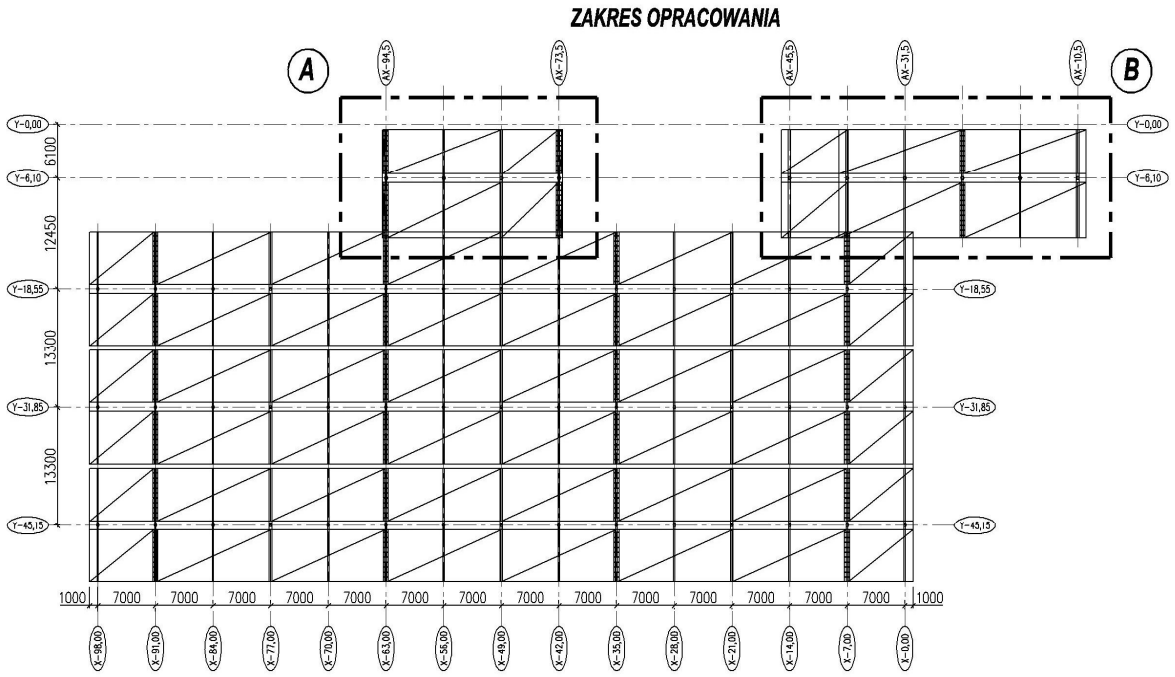
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Jerzy SENDKOWSKI
Anna TKACZYK
Łukasz TKACZYK
Biuro Budowlane Ankra Sp. z o.o.

ANALIZA USZKODZEŃ KONSTRUKCJI ZADASZENIA PARKINGU

1. WPROWADZENIE

Przedmiotem pracy jest konstrukcja zadaszenia parkingu, która poddana działaniu obciążenia śniegiem uległa zniszczeniu. Przyczyną zaistniałej sytuacji było niedostateczne mocowanie blach i brak uciąglenia. Przedmiotowe zadaszenie parkingu pokazano na rysunku 1. Linią przerywaną zaznaczono miejsca wystąpienia awarii w polu A .

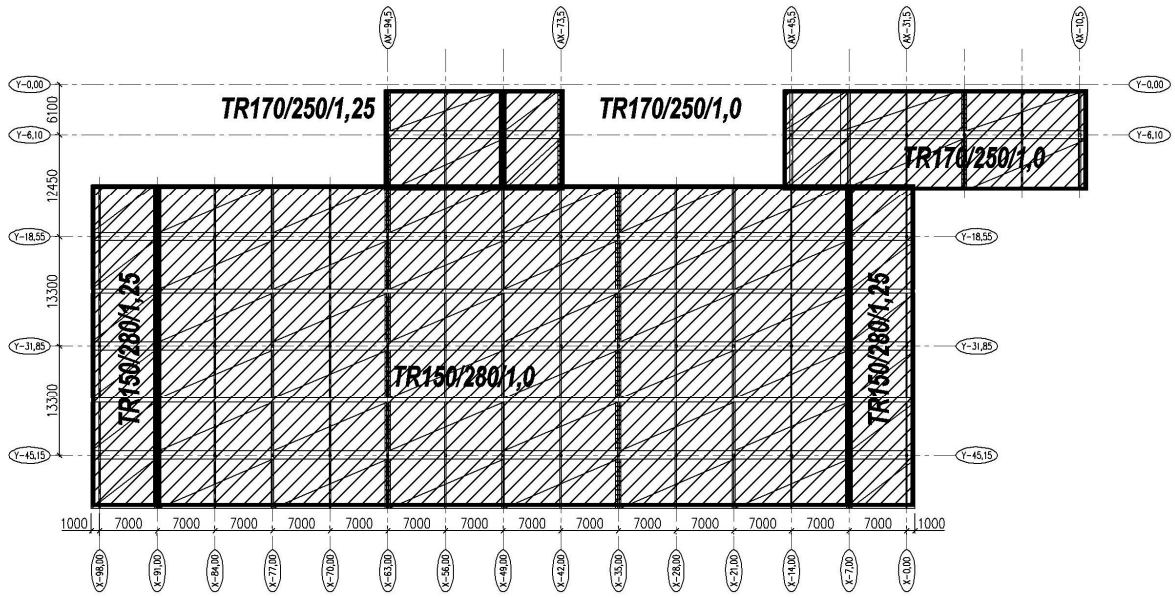


Rys.1. Układ konstrukcyjny zadaszenia parkingu

W pracy opisano powstałą awarię. Zweryfikowano stan wytężenia poszczególnych elementów zadaszenia parkingu. Omówiono sposób naprawy uszkodzonego zadaszenia parkingu.

2. OPIS KONSTRUKCJI ZADASZENIA

Zadaszeniem parkingu jest konstrukcja stalowa nośna w postaci ram T. Słupem ramy jest rura o średnicy 406,4 mm i grubości ścianki 20 mm. Wysokość słupa wynosi 4,41 m. Wysokość dźwigara nad słupem 0,766 m. Szerokość dolnego pasa w miejscu podparcia wynosi 440 mm, na końcu wysięgnika 160 mm. Grubość blachy 16 mm. Pas górny z blachy o szerokości 160 mm i grubości 16 mm – rys. 2. Pokrycie z blachy trapezowej: TR170/250mm/1,25mm, TR170/250mm/1mm, TR150/280mm/1,25mm,TR150/280mm/1mm. Układ poszczególnych blach na zadaszeniu parkingu pokazano na rysunku 2.



Rys. 2. Zastosowane rodzaje blach - zadaszenie parkingu

3. OPIS USZKODZEŃ ZADASZENIA PARKINGU

Na skutek intensywnych opadów śniegu doszło do zniszczenia blach zadaszenia parkingu (rys.3), w polu A (AY-0.0÷AY-6.10; AX-73.50÷A80.50) pokazanym na rysunku 1. Mechanizm zniszczenia pokrycia w interakcji zginania i rozciągania blach zrealizował się następująco:

- wraz ze wzrostem obciążenia pokrycia śniegiem wzrastały ugięcia blach,
- z dalszym wzrostem obciążenia (powstanie zasp śnieżnych) zostały przekroczone dopuszczalne wartości ugięć (L/150),
- pojawiły się siły poziome w punktach mocowania blach do konstrukcji wsporczych,
- nastąpiło ścięcie istniejących wkrętów samowiercących i zerwanie blach pokrycia (w chwili zniszczenia obciążenie śniegiem było bliskie 3 kN/m^2).

W omawianym przypadku zniszczone blachy występowały w newralgicznych miejscach jako jednoprzęsłowe, nieuciąglone nad podporą w osi AX-80.5. Obciążenie śniegiem wynosiło lokalnie ok. 3 kN/m^2. Przy braku uciąglenia blach w osi AX-80.5 pojawiły się siły poziome, przekraczające nośność wkrętów samowiercących. W wyniku czego zostały ścięte wkręty samowiercące typu ONS-55040.

Ustalono, że wielce prawdopodobnym była sytuacja, że utworzony nawis śnieżny na wyższej przylegającej do zadaszenia hali opadł na zadaszenie parkingu, zwiększając obciążenie blach zadaszenia parkingu. Spadający nawis śnieżny miał charakter obciążenia dynamicznego. Uszkodzeniom uległo również pomieszczenie znajdujące się pod zadaszeniem.

Rys. 3. Widok zniszczonego zadaszenia parkingu w obszarze A

Rys. 4. Widok zniekształconych otworów w zdemontowanych blachach po awarii zadaszenia parkingu

Na rysunku 4 pokazano widok zniekształconych otworów w miejscu ścięcia wkrętów samowiercących.

Na rysunkach 5 i 6 pokazano oparcie blach na konstrukcji ramy T, w części jednoprzęsłowej, która uległa zniszczeniu- pole A w osiach AX75.5-AX-80.5.

W czasie przeglądu stwierdzono niedostateczne mocowanie blach do konstrukcji nośnej zadaszenia.

W niezniszczonej części zadaszenia blachy były rzadko mocowane do konstrukcji ram T nawet w co trzeciej fali (rys.7). Lokalnie stwierdzono brak mocowania. Na rysunku 8 pokazano brak połączenia blach na konstrukcji ramy T w przęśle środkowym w osi AX-87.5

Natomiast blachy ze sobą (rys.9) łączone były średnio co 2,8 m (5 wkrętów samowiercących na długości 14,0 m).

Rys. 5. Widok oparcia blach na konstrukcji po awarii (w osi AX-73.5m)

Rys. 6. Oparcie blach na konstrukcji (w osi AX-80.5m) – blachy nie uciąglone

Rys. 7. Widok niewłaściwego mocowania blach w niezniszczonej części zadaszenia (w osi AX-73.5m)

Rys. 8. Brak mocowania blach - możliwość uniesienia blach zadaszenia w osi AX-87.5

Rys. 9. Widok zbyt rzadkiego połączenia blach między sobą w osiach AX-80.5 do AX-94.5m

Przy szacowanym obciążeniu śniegiem w chwili awarii rzędu 3kN/m^2 możliwe było powstanie poziomej reakcji w punktach mocowania blachy przewyższające nośność wkrętów samowiercących na ścinanie.

Nośność obliczeniowa wkrętów samowiercących ONS 54040 wynosiła około 3kN i jak widać nie była wystarczająca do przeniesienia znacznych sił poziomych w punktach mocowania blach do ram T.

5. SPOSÓB NAPRAWY

Rozwiązanie doprowadzenia zadaszenia do stanu zapewniającego spełnienie wymagań podstawowych dotyczących bezpieczeństwa konstrukcji i bezpieczeństwa użytkowania zostało pokazane na rysunku 10 [2 do 6].

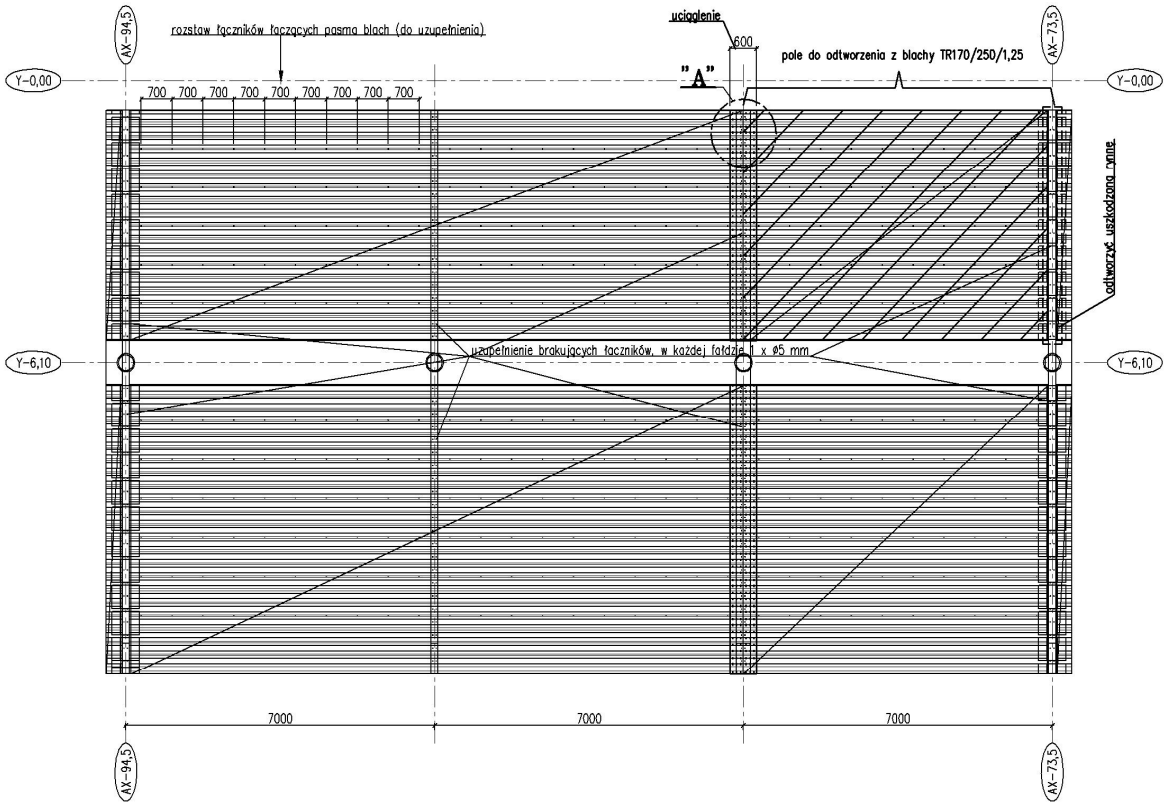
Prace obejmowały następujące czynności:

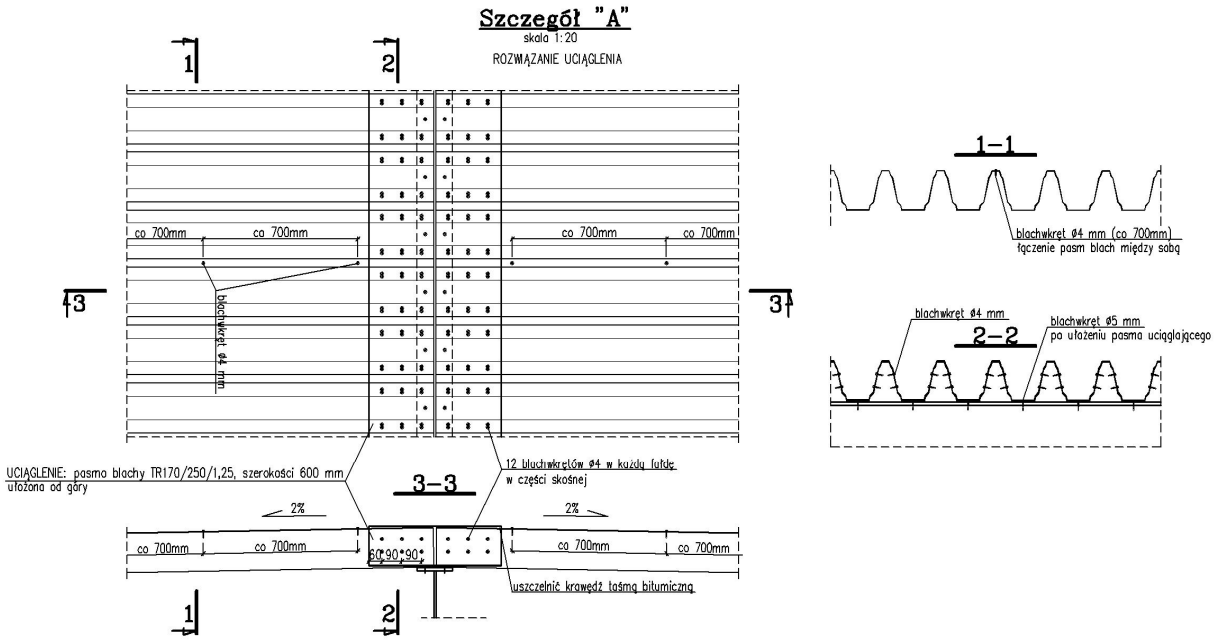
- montaż blachy TR170/250.1,25 w miejscu zerwanej blachy - zakres A,
- wykonanie uciąglenia blachy montowanej z istniejącą,
- uzupełnienie brakujących łączników w obrębie oparcia blachy na dźwigarach,
- uzupełnienie łączników w obrębie łączenia pasm blach,
- odtworzeniu uszkodzonej rynny w osi AX-73,5.

Prace rozpoczęto od ułożenia blachy w obszarze, w którym wystąpiła awaria. Zastosowano blachę o tej samej grubości i profilu jak w polu sąsiadującym tj, TR170/250.1,25. W pierwszej kolejności zamocowano krawędź do dźwigara w osi AX-73,5 (wkrętami samowiercącymi ONS-55040 w każdej fałdzie) pozostawiając chwilowo drugą krawędź jako swobodną.

Po tych czynnościach przystąpiono do mocowania drugiej krawędzi z równoczesnym wykonaniem uciąglenia blachy z sąsiadującym przęsłem. Mocowanie zasadniczej blachy do dźwigara wykonano przez dwie warstwy, blachę podstawową i pasmo uciąglające szerokości 600mm.

Mocowanie blachy do dźwigara wykonano stosując wkręty samowiercące ONS055040 o średnicy ϕ D=5,5 mm w każdej fałdzie. Dodatkowo w części skośnej (przez dwie warstwy blachy – podstawowa i uciaglająca) wykonano połączenie stosując 12 wkrętów samowiercących ONS-55040 D=5,5 mm w każdej fałdzie, po obydwu stronach uciąglenia.





Rys. 10. Sposób naprawy zadaszenia parkingu w obszarze A .

W dalszej kolejności uzupełniono wkręty samowiercące w obrębie oparcia istniejących blach na dźwigarach, tak aby w każdej fałdzie znajdował się jeden łącznik. Zalecono stosować wkręty ONS-55040 D-5,5 mm. Wykonano uzupełnienie połączenia poszczególnych pasm blach między sobą, tak aby rozstaw łączników był co 700 mm. Czynności uzupełnienia brakujących łączników wykonano dla dwóch przylegających części zadaszenia do hali głównej w obrębie zarówno wejścia jak i wyjścia – obszar A i B pokazany na rysunku 1.

6. PODSUMOWANIE

Z zaistniałego przypadku wynika wniosek, że możliwe jest wystąpienie znacznych poziomych sił działających na łączniki blach w przypadku obciążeń bliskich granicznym. Dotyczy to szczególnie blach mocowanych jako jednoprzęsłowe. Po wykonaniu naprawy oszacowano, że maksymalna graniczna grubość powłoki śnieżnej, która może zalegać na naprawionym zadaszeniu parkingu wynosi 0,40 m przy ciężarze objętościowym 2,45 kN/m^3, co odpowiada średniej wartości ciężaru objętościowego śniegu zgodnie z PN-80/B-02010. W przypadku śniegu osiadłego, o ciężarze objętościowym 2 kN/m^3 graniczna grubość powłoki śnieżnej wynosi odpowiednio 0,49 m.

Odpowiada to bezpiecznej masie śniegu na zadaszeniu parkingu w strefie zasp i strefie wejściowej o wartości 175 kg/m^2, poza strefami 100 kg/m^2.

Należy monitorować pokrywę śniegu w miejscach występowania zasp, mierząc nie tylko grubość pokrywy śnieżnej, ale również gęstość pokrywy zalegającego śniegu.

Monitorowanie grubości i gęstości pokrywy śnieżnej w okresie zimowym najlepiej prowadzić w sposób ciągły (codziennie).

Literatura

[1] Starosolski W.: Analiza obliczeniowa w ocenie stanu awaryjnego konstrukcji żelbetowej. „Inżynieria i Budownictwo", nr 9/2009.
[2] Czepiżak D.: Nośność graniczna lokalnie wzmocnionych wieloprzęsłowych blach fałdowych, praca doktorska, Wrocław 2006.
[3] Biegus A., Czepiżak D.: Wpływ parametrów lokalnego wzmocnienia na nośność i sztywność wieloprzęsłowych konstrukcji cienkościennych, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 256, 2008.
[4] BLACHY FAŁDOWE zastosowania i rozwiązania, Referaty naukowo-techniczne, Sympozjum oraz Tablice do projektowania pod redakcją Adama Reichharta, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 1995r.
[5] J. Bródka, R. Garncarek, K. Miłaczewski, Blachy fałdowe w budownictwie stalowym Arkady, W-wa , 1999r .
[6] L. Janusz, A. Madaj, Obiekty inżynierskie z blach falistych, Projektowanie i wykonawstwo, WKŁ, W-wa, 2007r.

ANALYSIS OF THE CAR PARK METAL ROOFING

Summary

The article presents case of failure of the car park roof supporting structure. There was cause of failure assigned as insufficient anchorage of steel sheet to the car park roof supporting structure. Furthermore damage repair was presented in this paper.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Tomasz SIWOWSKI
Politechnika Rzeszowska
Piotr ŻÓŁTOWSKI
Promost Consulting Sp. z o.o., Rzeszów

KSZTAŁTOWANIE ARCHITEKTONICZNO – KONSTRUKCYJNE KŁADKI DLA PIESZYCH PRZEZ WISŁĘ W KRAKOWIE

1. WSTĘP

W czerwcu 2006 r. Gmina Miejska Kraków reprezentowana przez Zarząd Dróg i Komunikacji ogłosiła międzynarodowe konkursy architektoniczne w trybie otwartym, jednoetapowym i realizacyjnym na dwie kładki pieszo-rowerowe przez Wisłę, łączące krakowską dzielnicę Kazimierz z Podgórzem oraz Ludwinowem. Oba konkursy spotkały się z dużym zainteresowaniem zarówno środowisk architektów, jak również współpracujących z nimi konstruktorów – inżynierów mostowych [1]. Złożono kilkanaście prac na każdy obiekt, z czego jury konkursowe wybrało zwycięzców i nagrodziło kilka wyróżnionych prac.

Zwycięskie projekty zostały przyjęte przez miasto do realizacji. Zwycięzcą konkursu na kładkę łączącą Kazimierz z Podgórzem została stalowa konstrukcja łukowa, zaprojektowana przez autorską pracownię architektoniczną prof. Andrzeja Gettera z Krakowa. Oryginalna koncepcja zakładała budowę rozporowej konstrukcji łukowej z dwoma podwieszonymi pomostami żelbetowymi. Założenie takie przyjęto na podstawie zbyt optymistycznej oceny parametrów podłoża gruntowego. Wykonana *post factum* analiza dynamiczna oryginalnej konstrukcji wykazała również błędy w jej kształtowaniu konstrukcyjnym [2]. W tej sytuacji wykonawca powołał zespół projektowy w celu sporządzenia projektu zamiennego. W projekcie tym zmieniono układ statyczny kładki na łuk ze ściągiem w poziomie pomostu (co odciążyło fundamenty) oraz układ wieszaków i stężeń poziomych, poprawiając tym samym parametry dynamiczne konstrukcji. Odciążono kładkę zmieniając pomost żelbetowy na stalowy. Całkowitej zmianie uległy także fundamenty. Jednocześnie w projekcie zamiennym pozostawiono podstawowe wymiary konstrukcji, jej proporcje oraz ogólną formę architektoniczną.

W pracy opisano formę architektoniczną kładki oraz wybrane aspekty kształtowania konstrukcyjnego obiektu. Autorzy artykułu byli twórcami zrealizowanego, zamiennego projektu konstrukcyjnego obiektu, sporządzonego na zlecenie wykonawcy robót. Analizę dynamiczną konstrukcji oraz weryfikację projektu wykonał dr hab. inż. Krzysztof Żółtowski [2], a konsultantem prac projektowych był prof. dr hab. inż. Jan Biliszczuk.

2. UWARUNKOWANIA HISTORYCZNO – LOKALIZACYJNE

W swoich rozwiązaniach uczestnicy konkursu architektonicznego musieli uwzględnić uwarunkowania lokalizacyjne i techniczne planowanej inwestycji, narzucone przez miasto w regulaminie konkursu. W przypadku centrum Krakowa uwarunkowania lokalizacyjne posiadają zawsze bardzo silny kontekst historyczny. W ramach szeroko zakrojonego planu budowy sieci żeglugi śródlądowej Austro – Węgier w drugiej połowie XIX w. przystąpiono do kompleksowej regulacji biegu Wisły. Jednym z ważniejszych elementów programu była budowa zabezpieczeń przeciwpowodziowych dla Krakowa i okolic oraz portu rzecznego w Krakowie i Podgórzu. Omurowany ciąg bulwarów miał pełnić rolę redy planowanego portu w Płaszowie oraz basenu umożliwiającego przeładunek towarów nie wymagających specjalnego sprzętu. Zasadniczy etap realizacji bulwarów miał miejsce w latach 1907 – 1912. Po stronie Kazimierza i Podgórza brzegi Wisły ujęto w monumentalne mury oporowe w duchu architektonicznego historyzmu. Poziomy górne ulic nadrzecznych połączono z dolnymi poziomami bulwarów za pomocą brukowanych pochylni zjazdowych. Integralną częścią nabrzeżnych umocnień były przyczółki mostowe oraz schody łączące poziomy ulic i bulwarów. Budowle te zachowały się w dobrym stanie do dzisiaj i stanowią bezpośrednie otoczenie i znaczący architektoniczny kontekst dla nowej kładki. W miejscu, w którym powstała kładka, istniał zbudowany w 1850 roku Most Franciszka Józefa. Miał on pięć drewnianych przęseł opartych na kamiennych przyczółkach i filarach, posadowionych w nurcie rzeki. W roku 1925 łukowe konstrukcje drewniane rozebrano i zastąpiono drewnianymi kratownicami, które dotrwały do roku 1936. Kamienne podpory mostu rozebrano w latach pięćdziesiątych.

Rys. 1. Lokalizacja kładki dla pieszych

Zbudowana przeprawa pieszo - rowerowa połączy Kazimierz z Podgórzem na odcinku bulwarów pomiędzy mostami Piłsudskiego i Powstańców Śląskich (rys.1). W rejon wjazdów/wejść na kładkę prowadzi istniejący układ drogowy: ulice Podgórska i Mostowa na Kazimierzu oraz Nadwiślańska, Brodzińskiego i Staromostowa na Podgórzu. Bulwary są terenami rekreacyjno – spacerowymi, dostępnymi dla ruchu pieszych i rowerów. Różnica poziomów pomiędzy przyczółkami a bulwarami wynosi około 7,0 m. W projektowanym rozwiązaniu, zgodnie z wytycznymi konserwatorskimi, należało zachować istniejące elementy architektoniczne, tj. mury oporowe, schody i pochylnie. Kładka nie mogła mieć podpór pośrednich w korycie rzeki i powinna zostać oparta w miejscu zachowanych przyczółków mostowych w ciągu ulic Mostowa – Brodzińskiego. Planowana szerokość ciągu pieszego na kładce powinna wynosić min. 3,0 m, a dwukierunkowej ścieżki rowerowej 2,0 m.

3. FORMA ARCHITEKTONICZNA KŁADKI

Wojewódzki Urząd Ochrony Zabytków w Krakowie dopuścił współczesną formę architektoniczną nowego obiektu. Forma kładki zaprojektowanej przez prof. Gettera została zainspirowana organiczną strukturą liścia (rys.2). Optyczny efekt obniżenia kładki uzyskano poprzez dodatkowe zatopienie rurowego przekroju łuku głównego w przyczółkach, poniżej wejścia na kładkę. Funkcję komunikacyjną zapewniały dwa symetrycznie rozmieszczone pomosty, zakrzywione w planie i lekko opadające nad zwierciadło wody. Pomosty zostały wsparte rurowymi poprzecznicami, podwieszonymi do konstrukcji łuku. Skala kładki z założenia nie stanowi konkurencji dla Mostu Piłsudskiego i sąsiadującej z nią zabudowy bulwarów, wpisując się jako element pośredni dwóch sąsiednich przepraw przez Wisłę. Kładka będąc rodzajem transformacji Mostu Piłsudskiego pozostaje z nim we współzależności kompozycyjnej.

Rys. 2. Forma architektoniczna kładki, zaprojektowana przez prof. A. Gettera

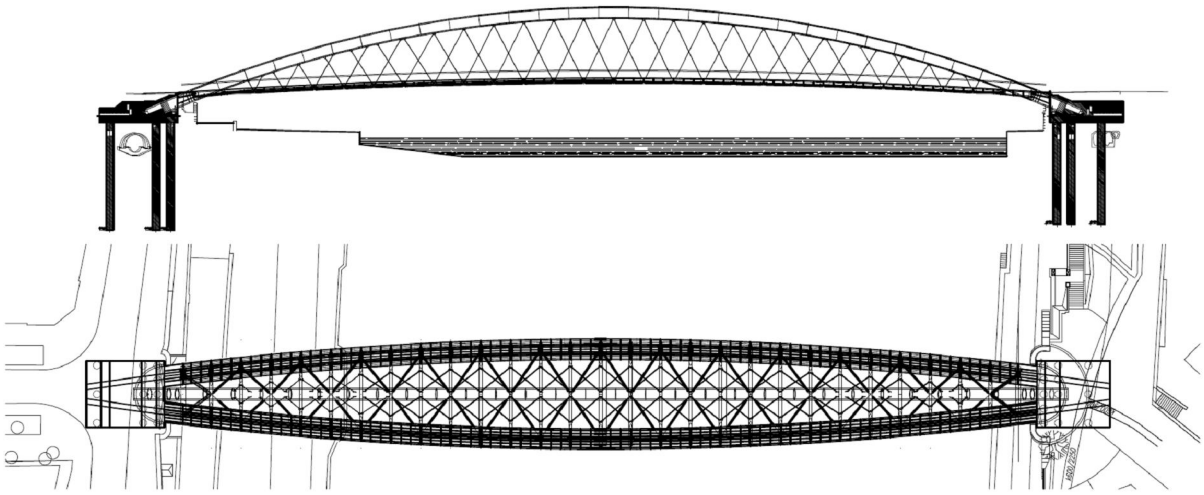
Zaprojektowana kładka jest elementem integrującym w sensie przestrzennym i funkcjonalnym dzielnice Kazimierz i Podgórze. Ze względu na swoją ekspozycję kładka harmonijnie wpisuje się w panoramę i wzbogaca widoki Kazimierza i Podgórza oglądane znad Wisły. W projekcie wykorzystano i wyeksponowano zachowane przyczółki mostowe oraz układ historycznych umocnień nadbrzeży po obu stronach rzeki. Pod względem funkcjonalnym kładka wpisuje się w istniejący i projektowany system ciągów pieszych i tras rowerowych. Zakres ingerencji kładki w otoczenie wynikał z analizy widokowej i zgodności z wytycznymi służb konserwatorskich.

4. UKŁAD KONSTRUKCYJNY I GEOMETRIA KŁADKI

Jak wspomniano we wstępie, przed rozpoczęciem realizacji kładki wystąpiła konieczność gruntownej zmiany jej konstrukcji, począwszy od układu statycznego, przez konstrukcję fundamentów, przęsła stalowego, aż po układy podwieszenia i stężeń, wpływające m.in. na parametry dynamiczne konstrukcji. W rozdziałach poniżej opisano zrealizowany projekt zamienny.

Przęsło kładki ma schemat statyczny łuku utwierdzonego ze ściągiem o rozpiętości teoretycznej L=148 m i wyniosłości łuku H = 15,34 m, co daje bardzo dużą smukłość konstrukcji H/L = 1/9,7 (rys.3,4). Ściąg zastosowano w celu minimalizacji obciążeń poziomych na fundamenty przyczółków łuku, posadowione w bardzo niekorzystnych warunkach gruntowych. Do pojedynczego dźwigara łukowego jest podwieszony dwudzielny pomost stalowy o całkowitej długości 137 m, składający się z dwóch niezależnych jezdni rowerowo – pieszych o szerokości 3,0 m każda. Pomost jest z obu stron zakotwiony

w żelbetowych przyczółkach. Zakotwienia pomostu ukształtowano w postaci 4-metrowych wsporników żelbetowych, wykonanych monolitycznie wraz z korpusami przyczółków. Nad poprzecznicami skrajnymi pomostu wsporniki żelbetowe przyczółków przechodzą w konstrukcję stalową pomostu. Konstrukcja pomostu składa się z poprzecznic z rur stalowych o zmiennej długości od 10,5 do 17,5 m, podwieszonych do dźwigara łukowego za pomocą linowych wieszaków ukośnych w układzie X, które w przekroju poprzecznym tworzą trójkąt równoramienny z poprzecznicami. Rozstaw poprzecznic wzdłuż przęsła wynosi 5 m. Poprzecznice są stężone w poziomie za pomocą systemu wiatrownic w układzie X, wykonanych z rur stalowych. Na poprzecznicach oparte są dwudzielne stalowe płyty pomostu o konstrukcji ortotropowej, sztywno połączonej z poprzecznicami. Na płytach stalowych został ułożony pokład drewniany zgodnie z projektem architektonicznym. W celu skutecznego odwodnienia pomost ukształtowano w obustronnym spadku podłużnym od 0,5% do 4,5 %, z najwyższym punktem w środku kładki.



Rys. 3. Schemat konstrukcji kładki

Konieczne ze względów utrzymaniowych zakrzywienie pomostów uniemożliwiło ich wykorzystanie jako ściągu dla dźwigara łukowego. Siła pozioma od ciężaru własnego dźwigara łukowego jest przejmowana poprzez ściąg, wykonany z czterech zewnętrznych kabli sprężających, umieszczonych po dwa pod każdą ze stalowych płyt pomostu. Kable ściągu są zakotwione w poprzecznicach skrajnych, które w tym celu sztywno stężono z poprzecznicami przedskrajnymi za pomocą rurowych zwiatrowań. Poprzecznice skrajne są także połączone sztywno z żelbetowymi wspornikami, ukształtowanymi w korpusach przyczółków. Wsporniki te są dodatkowo sprężone kablami ściągu, przedłużonymi (przez zastosowanie specjalnych głowic łącznikowych) do końca żelbetowych korpusów przyczółków. Sztywność żelbetowego wspornika jest zmieniana w sposób płynny od dużej sztywności przy utwierdzeniu w korpusie przyczółka do sztywności pomostu stalowego w przekroju nad poprzecznicami skrajnymi.

Korpusy obu przyczółków ukształtowano w postaci żelbetowych przeciwwag o wymiarach zewnętrznych 11,0x13,0x3,4 m, zaprojektowanych w celu zrównoważenia momentu wywracającego, powstającego na skutek mimośrodu ściągu względem łuku w płaszczyźnie wejścia w korpus przyczółka. Przeciwwagi zapewniają także dodatkowy margines bezpieczeństwa w sytuacjach wyjątkowych (np. konieczność usunięcie naziomu ze względu na wymianę gęstej sieci instalacji podziemnych, itp.). W żelbetowych korpusach przyczółków, dostosowanych gabarytami do przebiegu mediów miejskich, wydzielono (przez

odpowiedni układ zbrojenia) dwie wewnętrzne belki podłużne oraz cztery belki poprzeczne. W korpusach są zabetonowane stalowe elementy startowe dźwigara łukowego.

Przyczółki posadowiono na rusztach palowych z wierconych pali wielkośrednicowych o średnicy 1,2 m, dostosowując rodzaj posadowienia do warunków gruntowych na obu brzegach Wisły. W miejscu fundamentów występują w podłożu nasypy niebudowlane do głębokości ponad 10 m. Pod nasypami występują żwiry i pospółki oraz iły półzwarte. Biorąc pod uwagę układ warstw geotechnicznych pod każdym przyczółkiem wykonano 10 pionowych pali o długości 17 – 18 m, w dwóch rzędach po 5 pali w rozstawie 2,4 m pomiędzy rzędami pali i palami w każdym rzędzie. Stopy pali zagłębiono około 2 m w warstwie iłów półzwartych. Ze względu na znaczące ograniczenie działania rozporu przez zastosowanie ściągu, przyjęty układ pali pionowych był wystarczający do przeniesienia pozostałych sił poziomych.

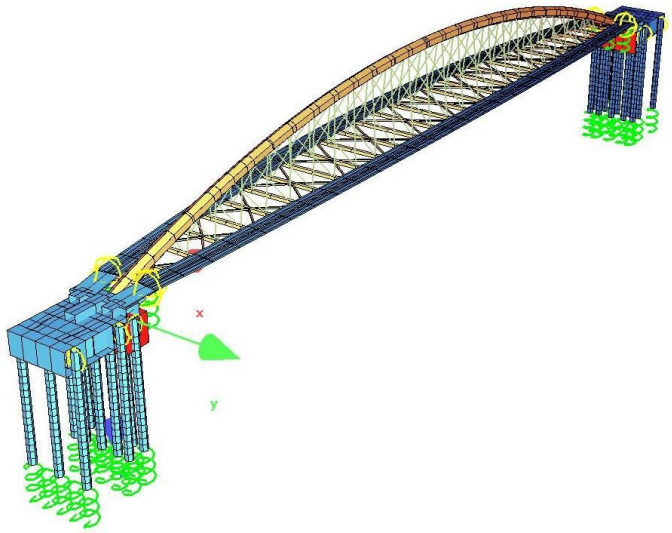
Rys. 4. Konstrukcja kładki podczas montażu na brzegu Wisły

5. ANALIZA OBLICZENIOWA KONSTRUKCJI

Obliczenia statyczne kładki wykonano metodą MES w środowisku systemu *SOFiSTiK*. Kładkę zamodelowano jako przestrzenny układ ramowo – cięgnowo – płytowy, wykonany z belkowych, powłokowych i cięgnowych elementów skończonych (rys.5). Dźwigar łukowy oraz poprzecznice i pomosty stalowe zamodelowano za pomocą elementów belkowych. Kable i wieszaki zamodelowano za pomocą elementów cięgnowych. Przyczółki zostały zamodelowane za pomocą elementów belkowych o sztywności odpowiadającej wydzielonym przekrojom pracującym tych elementów. Pale fundamentowe były modelowane za pomocą przestrzennych elementów belkowych na sprężystym podłożu. Ciężary własne poszczególnych elementów konstrukcyjnych ustalono na podstawie ich przekrojów poprzecznych, ciężarów objętościowych materiałów oraz długości poszczególnych elementów. Obciążenia liniowe, punktowe i równomiernie rozłożone (powierzchniowe) oraz obciążenie wiatrem zamieniano na ekwiwalentne obciążenia węzłowe. Obciążenie temperaturą oraz wstępnym naciągiem kabli sprężających uwzględniono przez wprowadzenie odpowiednich odkształceń wstępnych w elementach konstrukcyjnych kładki.

Ze względu na skomplikowaną konstrukcję oraz konieczność uwzględnienia efektów nieliniowych (np. „wyłączanie się” wieszaków), w obliczeniach statycznych sprawdzono zachowanie się konstrukcji według teorii liniowej przy obowiązujących zasadach superpozycji i zesztywnienia (wartości obliczeniowe obciążeń i oddziaływań), a następnie sprawdzono zachowanie się konstrukcji w wybranych sytuacjach obliczeniowych

z uwzględnieniem nieliniowości geometrycznych (wartości charakterystyczne obciążeń i oddziaływań). Dla każdej kombinacji obliczono maksymalne i minimalne wartości sił wewnętrznych (M, Q, N) oraz wartości naprężeń zastępczych wg hipotezy *H-M-H*. Końcowe wyniki obliczeń stanowią sumę poszczególnych rezultatów, otrzymanych dla kombinacji liniowych i kombinacji nieliniowych w modelu MES.



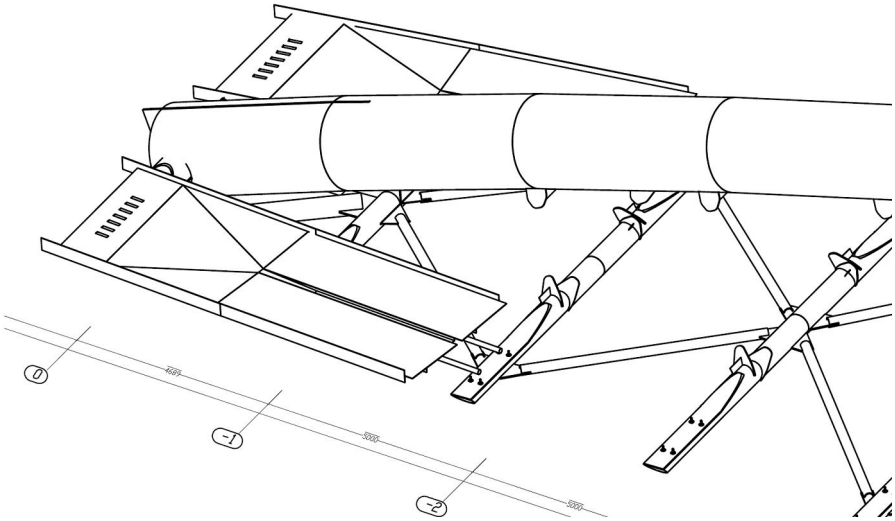
Rys. 5. Model obliczeniowy kładki w systemie *SOFiSTiK*

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń stwierdzono, że w poszczególnych elementach konstrukcyjnych kładki nie zostały przekroczone nośności poszczególnych elementów oraz wytrzymałości obliczeniowe materiałów, z których je wykonano. Ponadto w wieszakach oraz stężeniach poziomych występują znaczne zapasy nośności, lecz ich utrzymanie jest podyktowane koniecznością zapewnienia sztywności globalnej całej konstrukcji przęsła (m.in. ze względu na zakładany sposób montażu), która uległaby niepożądanej redukcji przy zmniejszeniu przekrojów tych elementów. Sprawdzenie nośności i obliczenia wytrzymałościowe przeprowadzono zgodnie z polskimi normami, sprawdzając kolejno stany graniczne nośności oraz użytkowalności dla poszczególnych elementów konstrukcyjnych.

6. KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCYJNE STALOWEGO PRZĘSŁA KŁADKI

Dźwigar łukowy to dwupłaszczowa rura stalowa, wykonana ze stali gatunku S355J2N i wypełniona betonem. Średnica rury zewnętrznej wynosi 2020 mm, a rury wewnętrznej 1620 mm. Obie rury połączono ze sobą za pomocą stalowych przekładek dystansowych. Konstrukcja stalowa łuku została wykonana z prostoliniowych segmentów o długości 5,0 m, spawanych wzajemnie doczołowo (rys.6). Kołowa geometria znacznie ułatwiła wytworzenie poszczególnych segmentów konstrukcji, gdyż wszystkie segmenty były cięte pod takim samym kątem. Po wytworzeniu i montażu całego dźwigara łukowego przestrzeń pomiędzy rurami została wypełniona betonem samozagęszczalnym. Zastosowano beton *SCC* klasy C30/37 o rozpływie stożka 70-72 cm, stosunku W/C=0,57 i trwałości konsystencji 4h. Betonowanie wykonano za pomocą dwóch pomp, umieszczonych przy przyczółkach. Beton podawano pod ciśnieniem, aż do jego wypłynięcia przez otwór kontrolny w kluczu łuku. Wypełnienie betonowe zwiększyło znacząco nośność dźwigara łukowego oraz zabezpieczyło płaszczyzny rur przed lokalną utratą stateczności przekroju.

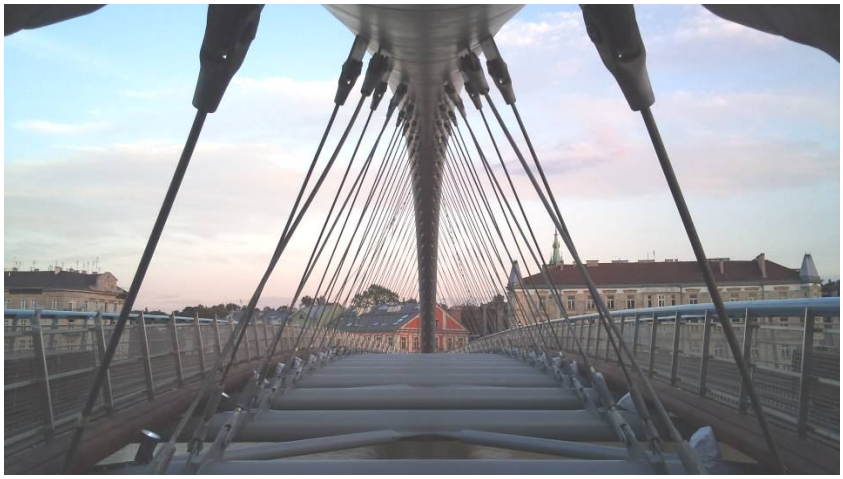
Poprzecznice przęsłowe wykonano z rur stalowych o średnicy 508 mm ze stali gatunku S355J2N. Na końcowych odcinkach poprzecznic, na długości oparcia płyt pomostowych, przekrój poprzecznic zmienia się z okrągłego na półokrągły, zamknięty od góry blachą. Końce poprzecznic są ścięte i również zamknięte blachą. Do poprzecznic na ich środkowym odcinku są przyspawane blachy węzłowe dla mocowania wieszaków, za pomocą których pomost podwieszony jest do dźwigara łukowego. Poprzecznice są stężone w poziomie za pomocą systemu wiatrownic w układzie X, wykonanych z rur okrągłych o średnicy 216 mm. Dwie poprzecznice skrajne (podporowe) mają inną konstrukcję. Są one wykonane z rur o średnicy 800 mm, połączonych bezpośrednio do dźwigara łukowego za pomocą spawanych styków doczołowych. Poprzecznice podporowe stanowią element graniczny pomiędzy pomostem stalowym a żelbetowym wspornikiem przyczółka (tj. przedłużeniem pomostu). Dodatkowo ich konstrukcja w połączeniu z ostatnią parą wzmocnionych wiatrownic zamknęła i usztywniła cały układ sił łuk - ściąg i znacząco ułatwiła montaż konstrukcji stalowej kładki w całości. Właśnie dzięki zastosowanym rozwiązaniom konstrukcyjnym poprzecznic podporowych było możliwe operowanie całym przęsłem kładki jako scalonym elementem montażowym. Pozwoliło to na zastosowanie nietypowej, lecz bardzo efektywnej metody montażu przez obrót.



Rys. 6. Elementy konstrukcji stalowej przęsła w modelu 3D

Rys. 7. Dźwigar łukowy i konstrukcja pomostu kładki

Dwie płyty pomostowe zostały wykonane ze stali S355J2. Płyty rozmieszczono symetrycznie względem osi podłużnej kładki (osi łuku) i podparto na poprzecznicach w sposób sztywny (połączenia spawane). Dodatkowo płyty zostały zamocowane sztywno we wspornikowych elementach przyczółków. Płyty o szerokości całkowitej 3412 mm zostały wykonane z dwóch podłużnic kątowych o zmiennej wysokości oraz blachy pomostu o grubości 12 mm, użebrowanej podłużnie za pomocą płaskowników 10x100 mm, przyspawanych do blachy w rozstawie 270 mm. Wysokość płyt pomostu jest zmienna i wynosi od 400 mm w środku kładki do ponad 1350 mm w miejscach utwierdzenia w przyczółkach. Zmiana wysokości przekroju płyt jest zrealizowana w sposób płynny, dzięki czemu w utwierdzeniu nie występuje karb konstrukcyjny, wywołany skokową różnicą sztywności elementów. Płyty pomostowe są zakrzywione zarówno w planie (R=608 m) jak również w płaszczyźnie pionowej (R=1098 m), w której ukształtowano strzałkę około 2,25 m, zgodnie z projektowaną niweletą kładki. Pod płytami pomostowymi został poprowadzony ściąg dźwigara łukowego, składający się z 4 kabli 19x15,7 (po 2 pod każdą płytą), wykonanych ze stali Y1860. Kable są zakończone głowicami łącznikowymi na poprzecznicach skrajnych, a następnie uciąglone przez połączenie z kablami umieszczonymi we wspornikach przyczółków. Dzięki zastosowaniu systemowych głowic kablowych istnieje możliwość płynnej regulacji siły w ściągu.



Rys. 8. Układ wieszaków

Podwieszenie pomostu do dźwigara łukowego wykonano ze stalowych ocynkowanych lin zamkniętych ze stali Y1570, umieszczonych podłużnie w układzie X w dwóch płaszczyznach (rys.8). Liny o średnicy 36 mm zostały wyposażone w końcówki typu widelcowego, które zostały zamocowane za pomocą połączeń sworzniowych do spawanych blach węzłowych poprzecznic i dźwigara głównego. Przewidziano możliwość regulacji wieszaków poprzez systemowe elementy naciągowe.

7. ZAKOŃCZENIE

Kładki dla pieszych są coraz częściej obiektem zainteresowań twórczych pracowni architektonicznych. Sprzyja temu dość duża swoboda kształtowania formy oraz rozwiązań konstrukcyjno – materiałowych, związana z niskim poziomem obciążeń użytkowych tego typu obiektów. Należy jednak pamiętać, że integralnym elementem każdej koncepcji architektonicznej, której przedmiotem jest obiekt mostowy, powinna być dokładna analiza konstrukcyjna, potwierdzająca wykonalność obiektu w zaprojektowanej przez architekta formie. Doskonałym narzędziem do tego typu analiz są liczne i coraz powszechniej dostępne

programy komputerowe, bazujące na metodzie elementów skończonych, pozwalające na dowolne kształtowanie geometryczne i materiałowe prawie każdej konstrukcji budowlanej. Im konstrukcja mostowa jest bardziej skomplikowana geometrycznie i/lub materiałowo, tym bardziej potrzebna jest analiza numeryczna na etapie koncepcji architektonicznej. Brak takiej analizy prowadzi do dużych trudności realizacyjnych i konieczności późniejszych zmian.

Opisana zamienna konstrukcja kładki krakowskiej została zrealizowana przez konsorcjum wykonawców Intercor Zawiercie / Intop Tarnobrzeg w ciągu 12 miesięcy. Koszt całkowity budowy wynosił ponad 38 mln PLN brutto, co przy ok. 900 m^2 powierzchni użytkowej pomostu daje bardzo duży koszt jednostkowy, wynoszący ponad 42 tys. PLN/ m^2 (10,5 tys. €/ m^2).Tak wysoka cena znacznie przekracza średni koszt podobnych konstrukcji budowanych w ostatnich latach w Europie [3]. Wyjątkiem są brytyjskie kładki milenijne w Londynie i Gateshead, których koszt wynosił odpowiednio 17 i 32 tys. €/ m^2. Obie jednak zostały zaprojektowane przez wybitnych architektów jako obiekty typu „*landmark*" i spełniają oprócz komunikacyjnej wiele innych funkcji kulturo – i miastotwórczych. Wydaje się więc, że nowa kładka w Krakowie dołączy wkrótce do tej drugiej grupy obiektów mostowych.

Literatura

[1] Siwowski T., Zimierowicz A., Koncepcja architektoniczno – konstrukcyjna kładki przez Wisłę w Krakowie łączącej Kazimierz i Podgórze. Materiały z konferencji naukowo – technicznej pn.: „Kładki dla pieszych. Architektura, projektowanie, realizacja, badania." Politechnika Wrocławska, Wrocław, grudzień, 2007. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, s. 271-278.

[2] Żółtowski K., Kładka przez Wisłę w Krakowie. Cechy dynamiczne i ich wpływ na ostateczną strukturę konstrukcyjną mostu. Materiały z VIII Konferencji Naukowo - Technicznej pt.: "Kształtowanie konstrukcji. Konstrukcje cienkościenne", Rzeszów, październik 2010. Zeszyty Naukowe PRz (*w druku*).

[3] Schlaich M., Planning conditions for footbridges. The proceedings of "*footbridge 2002*", the First International Conference on Design and Dynamic Behavior of Footbridges, Paris, November 2002.

ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL SHAPING OF THE FOOTBRIDGE OVER VISTULA RIVER IN CRACOW

Summary

The structure of the new footbridge over Vistula River in Cracow has been presented in the paper. The authors briefly described architectural form of the structure and than its structural solutions. The steel structure of the span has been widely outlined following the presentation of main assumption for FEM analysis of the span. The shaping of main span (i.e. tubular arch girder and the steel deck, suspended to the girder) and the supports on the pale foundations have been presented in details. The total unit cost of the footbridge was over 10,500 €/ m^2, which is one of the highest price for the bridge of this kind built in Europe recently. However, this is the price paid nowadays by some European cities for landmark structures.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Tomasz SIWOWSKI
Politechnika Rzeszowska

KSZTAŁTOWANIE OBIEKTÓW MOSTOWYCH ZE STOPÓW ALUMINIUM

1. WSTĘP

W celu zwiększenia trwałości obiektów mostowych i wydłużenia ich przydatności eksploatacyjnej prowadzi się obecnie poszukiwania nowych tworzyw, które mogłyby zastąpić beton i stal. Znane są już powszechnie zastosowania materiałów kompozytowych z włóknami węglowymi, szklanymi i aramidowymi do budowy i modernizacji mostów. Obok kompozytów zauważalny jest również postęp w dziedzinie konstrukcji metalowych, polegający m.in. na wykorzystaniu stali typu HPS oraz nowoczesnych stopów aluminium. Stopy aluminium w budownictwie przemysłowym są stosowane już ponad kilkadziesiąt lat. Jednakże dopiero współczesny postęp inżynierii materiałowej, który doprowadził do powstania nowej generacji stopów aluminiowych o bardzo dobrych cechach wytrzymałościowych oraz o wysokiej trwałości, pozwolił na szersze zastosowanie tego materiału m.in. w budownictwie komunikacyjnym [1].

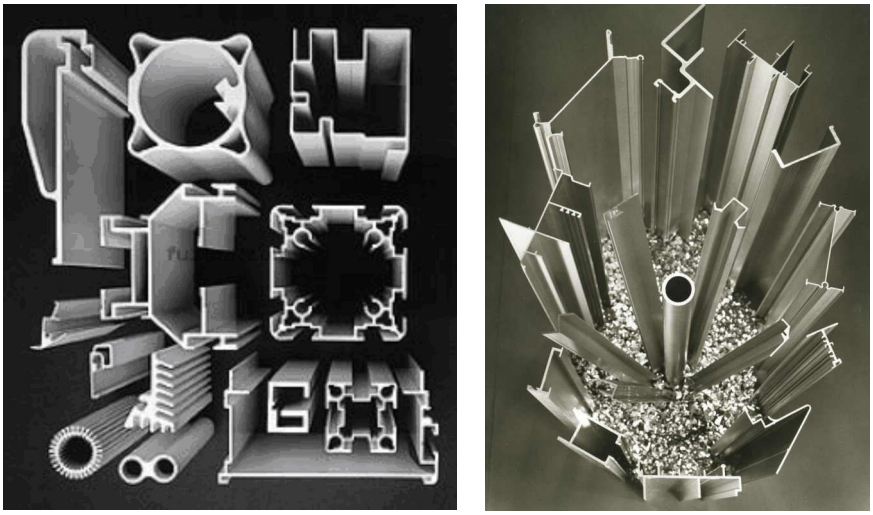
Architekci od dawna są świadomi wyjątkowych cech stopów aluminium jako materiału budowlanego. Stopy aluminium, jednego z najbardziej powszechnych pierwiastków na ziemi, poprzez swoje cechy takie jak: doskonałą formowalność, wysoki stosunek wytrzymałości do masy, odporność korozyjną oraz łatwość recyklingu, są obecnie prawie idealnym materiałem do szerokiego stosowania w budownictwie. Główne wykorzystanie stopów aluminium w budownictwie to obecnie ramy okien i drzwi, płyty fasad i elewacji, a także ostatnio elementy konstrukcyjne dachów i ścian. Coraz bardziej powszechne jest zastosowanie stopów aluminium w szkieletach hal przemysłowych, centrów handlowych czy stadionów. W budownictwie komunikacyjnym stopy aluminium są od dawna powszechnie stosowane na konstrukcje wsporcze znaków drogowych, bariery ochronne i balustrady, a także na konstrukcje nośne wybranych obiektów mostowych.

Lekkość materiału i łatwość jego kształtowania w różnorodne formy konstrukcyjne to główne powody wykorzystania stopów aluminium we współczesnych obiektach mostowych. Ze stopów aluminium wykonuje się zarówno dźwigary główne mostów w postaci belek, łuków i kratownic, jak również specjalne systemy lekkich pomostów, stosowane w mostach o konstrukcji stalowej. W ciągu ostatnich kilkunastu lat powstało na świecie kilkadziesiąt różnego typu obiektów mostowych, w których zastosowano stopy aluminium na elementy konstrukcji nośnej lub pomostu. Wykorzystanie w nich stopów aluminium pozwoliło architektom na osiągniecie jedynych w swoim rodzaju form konstrukcyjnych, trudnych do uzyskania przy zastosowaniu innych materiałów.

2. ZALETY STOPÓW ALUMINIUM W KSZTAŁTOWANIU MOSTÓW

Aluminium jest materiałem dającym architektom duże możliwości osiągnięcia kreatywności i innowacyjności w projektowaniu. Doskonałe własności materiałowe aluminium umożliwiają tworzenie skomplikowanych, a zarazem stabilnych i lekkich konstrukcji. Pozwalają także na wysoki stopień prefabrykacji oraz prawie dowolną kolorystykę, związaną ze sposobem wykończenia powierzchni metalu. Przemysłowa produkcja wyrobów ze stopów aluminium umożliwia obecnie tworzenie elementów konstrukcyjnych o różnorodnych kształtach, uzyskiwanych za pomocą jednej z trzech metod: wyciskania (ekstruzji), spawania blach i kształtowników w przekroje złożone oraz gięcia blach na zimno. Ponadto ze stopów aluminium odlewane są specjalne kształtki, służące jako łączniki w konstrukcjach przestrzennych.

Wyciskanie umożliwia produkcję kształtowników o dowolnym przekroju (rys.1). Jedynym ograniczeniem jest siła nacisku prasy i zależna od niej średnica jej tłoka. Największe prasy pozwalają na produkcję elementów, których przekrój poprzeczny jest wpisany w koło o średnicy 750 mm, lecz typowym urządzeniem jest prasa o średnicy tłoka 300 mm. Wyciskanie pozwala na dużą dowolność w modyfikowaniu przekrojów standardowych za pomocą specjalnych wzmocnień, żeber czy wypustek. Proste przekroje dwuteowe, które są powszechnie używane w konstrukcjach stalowych, mogą być wykonywane ze stopu aluminium jako dodatkowo wzmocnione, np. przez dodanie specjalnych pogrubień na krawędziach półek. Analogiczne wzmocnienia mogą być wykonywane na przekrojach w kształcie litery L, U lub Ω. Często w przekrojach są kształtowane specjalne zamki, służące do połączenia sąsiednich elementów, np. przez spawanie lub na tzw. „pióro i wpust”. Przez wyciskanie wykonuje się także przekroje zamknięte, skrzynkowe lub rurowe, o stałej lub zmiennej grubości ścianek. W przekrojach tych formuje się wewnętrzne lub zewnętrzne żebra, usztywniające ścianki kształtownika. Żebra zewnętrzne używane są także do wzajemnego łączenia kształtowników przez spawanie.



Rys. 1. Możliwości kształtowania przekrojów elementów konstrukcyjnych ze stopów aluminium

Przekroje elementów aluminiowych mogą być projektowane indywidualnie, z uwzględnieniem wymagań funkcjonalnych, wytrzymałościowych oraz estetycznych dla pojedynczego elementu. Dzięki temu projektowanie i kształtowanie konstrukcji jest bardziej racjonalne i ekonomiczne, ze względu na lepszy rozkład materiału oraz optymalną sztywność elementów. Zamiast typowych kształtowników walcowanych typu I, L, C, projektant ma do dyspozycji przekroje dopasowane indywidualnie i „na miarę” do wymaganej formy

konstrukcji. Kolejną zaletą wyciskania jest możliwość kształtowania elementów na minimalny ciężar przy maksymalnej nośności przekroju. Detaliczne projektowanie wymiarów przekroju poszczególnych kształtowników pozwala także na znaczne uproszczenie ich montażu, przez co koszt całej konstrukcji aluminiowej jest mniejszy niż koszt analogicznej konstrukcji stalowej.

W przypadku, gdy wielkość przekroju elementu nie pozwala na wykonanie go przez wyciskanie, tworzone są przekroje spawane, złożone z blach walcowanych i/lub kształtowników wyciskanych. Przy obecnym wysokim poziomie zaawansowania technologii spawania, łączenie blach i kształtowników aluminiowych w dowolne elementy konstrukcyjne nie stwarza żadnych trudności. Zazwyczaj stosuje się spawanie automatyczne lub półautomatyczne, wykonując spawanie łukiem krytym w osłonie gazu obojętnego (MIG lub TIG).

Analogicznie jak w konstrukcjach stalowych, ze stopów aluminium wykonuje się także elementy gięte na zimno z blach o grubości mniejszej od 4 mm. W budownictwie są stosowane najczęściej aluminiowe przekroje zimnogięte w kształcie liter L, C, Z, V i Ω. Ponadto przez gięcie na zimno produkuje się także blachy fałdowane i trapezowe, stosowane głównie na dachy i fasady budynków. Kształt elementów giętych na zimno decyduje o ich wysokiej wytrzymałości, co daje w rezultacie konstrukcje bardzo lekkie.

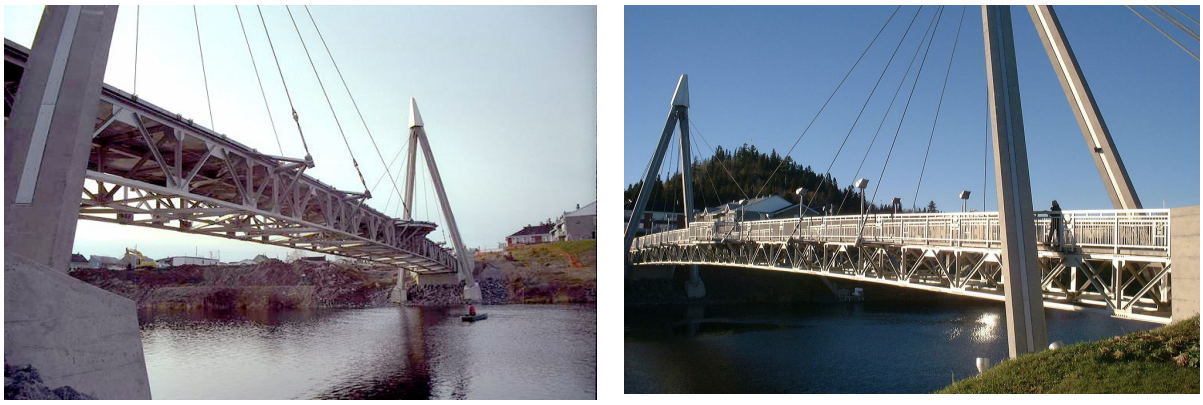
W przypadku kształtowników ze stopów aluminium konstruktor ma możliwość kształtowania przekroju poprzecznego elementu już na etapie jego tworzenia w hucie. To bardzo często eliminuje konieczność stosowania przekrojów złożonych, jak to ma miejsce w przypadku konstrukcji stalowych. To także daje projektantowi możliwość prawie dowolnego rozłożenia materiału w przekroju, dla uzyskania określonych korzyści wytrzymałościowych, użytkowych lub estetycznych. Przykładem takiego kształtowania są aluminiowe elementy wyciskane, w przekrojach których kształtuje się żebra dla zabezpieczenia ścianek przed wyboczeniem, rowki uszorstniające lub odwadniające nawierzchnię pomostu lub specjalne zamki wewnętrzne do łączenia sąsiednich elementów na tzw. „pióro i wpust". Te drobne części przekroju poprzecznego pozwalają na uzyskanie odpowiedniej formy całego elementu, bez zbędnych połączeń, żeber, czy np. specjalnych nawierzchni.

Pomimo tego, że stopy aluminium to wytrzymały i trwały materiał, tworzący specjalną powłokę tlenkową, zabezpieczającą jego powierzchnię przed korozją, wyroby aluminiowe są często malowane lub anodowane. Powłoki malarskie są tworzone zazwyczaj metodami proszkowymi lub elektroforetycznymi. Anodowanie to tworzenie neutralnych lub barwionych warstw tlenkowych na powierzchni metalu. Oba sposoby umożliwiają uzyskanie dowolnych kolorów i tekstury powierzchni w celu uzyskania odpowiedniego efektu estetycznego.

3. WSPÓŁCZESNE FORMY ALUMINIOWYCH KŁADEK DLA PIESZYCH

Konstrukcje pierwszych aluminiowych kładek dla pieszych nie różniły się znacząco od kładek stalowych. Złożone przekroje elementów oraz kształt połączeń nitowanych wzorowano bowiem na rozwiązaniach stosowanych w kładkach stalowych [2]. Jednakże współczesne kładki ze stopów aluminium charakteryzują się znaczną różnorodnością form oraz pełnym wykorzystaniem zalet wyciskania, jako głównej metody produkcji aluminiowych elementów konstrukcyjnych. Ponadto lekkość materiału pozwala na projektowanie obiektów bez ograniczeń technologicznych, związanych z ich wytworzeniem, transportem i montażem. Dlatego wykorzystując stopy aluminium współcześni architekci nie „kopiują" już rozwiązań znanych z konstrukcji stalowych, lecz w pełni wykorzystują zalety stopów do kształtowania jedynych w swoim rodzaju form architektonicznych. Poniżej przedstawiono kilka wybranych przykładów.

Pierwszym z nich jest kładka dla pieszych nad rzeką *Rivière aux Sables*, wybudowana w 1998 r. w kanadyjskim mieście *Ville de Jonquiere* [3]. Ponieważ miasto uważane jest w Kanadzie za światową stolicę aluminium, jego władze zaproponowały, aby nowa kładka była wykonana właśnie z tego materiału, dla wykazania jego możliwości w budowie obiektów mostowych. Kładka jest obiektem podwieszonym o długości całkowitej 80 m i szerokości użytkowej 6 m. Przęsło kładki to kratownica przestrzenna, składająca się z dwóch dźwigarów typu W o wysokości 2 m, z dodatkowymi słupkami (rys.2). Wszystkie pręty kratownicy wykonano z kątowników wyciskanych i połączono ze sobą w węzłach śrubami ze stali nierdzewnej. Konstrukcję usztywniono tężnikami wiatrowymi, które wykonano z rur aluminiowych. Na dźwigarach ułożono prefabrykowane kamienne płyty pomostu, sprężone poprzecznie. Konstrukcję aluminiową zabezpieczono przez anodowanie, nadając jej odpowiednią kolorystykę, co podkreślono dodatkowo przez stosowną iluminację.



Rys. 2. Aluminiowa kładka dla pieszych w *Ville de Jonquiere*, Kanada

Rys. 3. Kładka dla pieszych w *Maidstone* (UK) z przęsłem z kształtowników aluminiowych

Kolejnym nietypowym obiektem mostowym ze stopu aluminium jest kładka dla pieszych *Lockmeadow*, wybudowana w 1999 r. w *Maidstone* w Wielkiej Brytanii [4]. Obiekt jest dwuprzęsłową konstrukcja podwieszoną, zakrzywioną w planie, o rozpiętości przęseł 33,95 m i 46,00 m. Przęsło aluminiowe jest podwieszone do dwuramiennego pylonu, umieszczonego w środku przęsła, którego stalowe ramiona pochylone są w kierunku podpór skrajnych (rys.3). Do każdego z ramion pylonu przymocowane są dwa cięgna, podtrzymujące przęsło w odstępach około 16 m. Takie rozwiązanie umożliwiło zastosowanie bardzo smukłego i lekkiego przęsła o wysokości konstrukcyjnej zaledwie 0,30 m. Przęsło obiektu zostało wykonane z wyciskanych kształtowników aluminiowych o wymiarach zewnętrznych

przekroju 150 x 300 mm, sprężonych poprzecznie prętami stalowymi. Ponieważ koszt jednostkowy kształtownika o przekroju zamkniętym jest blisko dwukrotnie wyższy niż koszt kształtownika o przekroju otwartym, zdecydowano o zastosowaniu tych ostatnich. Zestawione równolegle do siebie, bok do boku, utworzyły one komórkowy przekrój przęsła. Górna część każdego kształtownika ma podłużne żebra, zapewniające odpowiednią szorstkość górnej powierzchni pomostu. Ponieważ ze względów estetycznych takie żebra nie były wskazane na dolnej powierzchni przęsła, przekrój kształtownika nie mógł być symetryczny a co za tym idzie, nie można było zastosować połączeń na „pióro i wpust". Zamiast tego zastosowano specjalną szczelinę umieszczaną w środku przekroju, w której znajdowała się wkładka łącząca, zapewniająca przekazywanie sił poprzecznych pomiędzy kształtownikami. Przekrój zawierał także dwie dodatkowe półki ukośne, zabezpieczające kształtowniki przed zwichrzeniem spowodowanym poprzecznymi siłami sprężającymi. W ten sposób przekrój całego pomostu został ukształtowany w formie szeregowo ustawionych liter X, co znacznie zwiększyło jego sztywność giętną oraz wytrzymałość na ścinanie całej konstrukcji przęsła. Budowa kładki z kształtowników aluminiowych okazała się bardzo efektywna, zarówno technicznie jak i ekonomicznie. Zakładaną oszczędność kosztów osiągnięto przez zastosowanie powtarzalnych elementów, łatwość montażu i uniknięcie elementów drugorzędnych oraz dodatkowego wyposażenia przęsła. Projekt wykazał także dużą efektywność stosowania stopów aluminium do budowy kładek, zwłaszcza w formie kształtowników o dużym przekroju poprzecznym, stosowanych na główne elementy nośne.

Rys. 4. Aluminiowa kładka o konstrukcji typu „*tensegrity*" w *Purmerend*, Holandia

Nietypowa kładka dla pieszych, w której zastosowano stop aluminium jako główny materiał konstrukcyjny, została wykonana w 2000 r. w miejscowości *Purmerend* w Holandii [5]. Władze miasta postawiły przed architektem i konstruktorem warunek, aby obiekt był bardzo lekki – o minimalnym zużyciu materiałów, estetyczny – wkomponowany w otoczenie śluz i polderów, oraz wykonany ze stopu aluminium - jako najmniej korodującego materiału, a co za tym idzie o najmniejszym wpływie na środowisko podczas jego eksploatacji. Biorąc pod uwagę wytyczne inwestora, architekt zaproponował konstrukcję typu „*tensegrity*". Jest to autonomiczna konstrukcja przestrzenna, składająca się w całości z elementów ściskanych i sprężonych (rozciąganych), w której elementy ściskane nie stykają się wzajemnie, lecz są jedynie pośrednio połączone z elementami rozciąganymi (rys.4). Przęsło o takiej konstrukcji jest podłużną płytą ściskaną, usztywnioną systemem podłużnic i poprzecznic, i podwieszoną pomiędzy ściskanymi słupami (masztami) za pomocą prętów rozciąganych, kabli i/lub stałych odciągów. W ten sposób przęsło jest wizualnie niezależne od masztów i sprawia wrażenie pływającego ponad wodą. Wolnostojące maszty kładki, do których jest podwieszone przęsło, wykonano z galwanizowanych rur stalowych, wszystkie elementy rozciągane podwieszenia

i odciągów wykonano ze stalowych prętów sprężonych, natomiast przęsło wykonano w całości ze stopów aluminium. Dwa dźwigary skrajne wykonano z rur aluminiowych o średnicy 140 mm. Usztywnieniem dźwigarów głównych są poprzecznie z blach w kształcie soczewek, umieszczone w rozstawie co 4 m. Pomost o szerokości 3,0 m został wykonany z kształtowników wyciskanych o wymiarach zewnętrznych 110 x 500 mm. W przekroju poprzecznym kładki zastosowano łącznie 6 takich kształtowników. Przekrój kształtownika składał się z płyty (blachy) górnej i dwóch żeber trapezowych o wysokości 105 mm. Kształtowniki ułożono podłużnie do osi obiektu i połączono przez spawanie płyt górnych. Przęsło o długości całkowitej równej 144 m zostało wykonane z dziewięciu 16-metrowych modułów. Każdy z nich został podwieszony do 4 słupów, stabilizowanych za pomocą 8 odciągów. Po podwieszeniu wszystkich modułów przęsła do stalowych masztów, nadano całej konstrukcji kształt asymetrycznego łuku pionowego o promieniu 1000 m.

Jednym z ostatnich, a jednocześnie najbardziej spektakularnych, przykładów wykorzystania stopów aluminium do budowy kładek dla pieszych jest nietypowa i jedyna w swoim rodzaju kładka o nazwie *Bridge of Aspiration* (Most Ambicji), łącząca budynki Królewskiej Szkoły Baletu oraz Opery Królewskiej w Londynie [6]. Kładkę zbudowano na wysokości około 21 m nad poziomem ulicy (rys.5). Konstrukcja tej kładki składa się z 23 kwadratowych ram aluminiowych, wykonanych z kształtowników wyciskanych, połączonych belką aluminiową stanowiącą „kręgosłup" całej konstrukcji. Każda kolejna rama jest obrócona w płaszczyźnie w stosunku do poprzedniej o cztery stopnie, co w rezultacie daje obrót pomiędzy wejściem i wyjściem z kładki równy 90 stopni. Kładka położona jest w skosie w stosunku do osi ulicy nad którą przebiega i łączy dwa punkty, położone na różnych wysokościach. Aluminiowa konstrukcja kładki uzupełniona jest pomostem drewnianym oraz szklanymi panelami, stanowiącymi ściany kładki. Długości obiektu wzdłuż jego osi wynosi niecałe 10 m. Most Ambicji otrzymał wiele prestiżowych nagród architektonicznych i konstrukcyjnych, w tym: *Aluminium Imagination Award* 2003 za twórcze wykorzystanie aluminium, *British Construction Industry Awards* 2003 za innowacyjność oraz *Excellence in Design Awards* 2003 za architekturę.

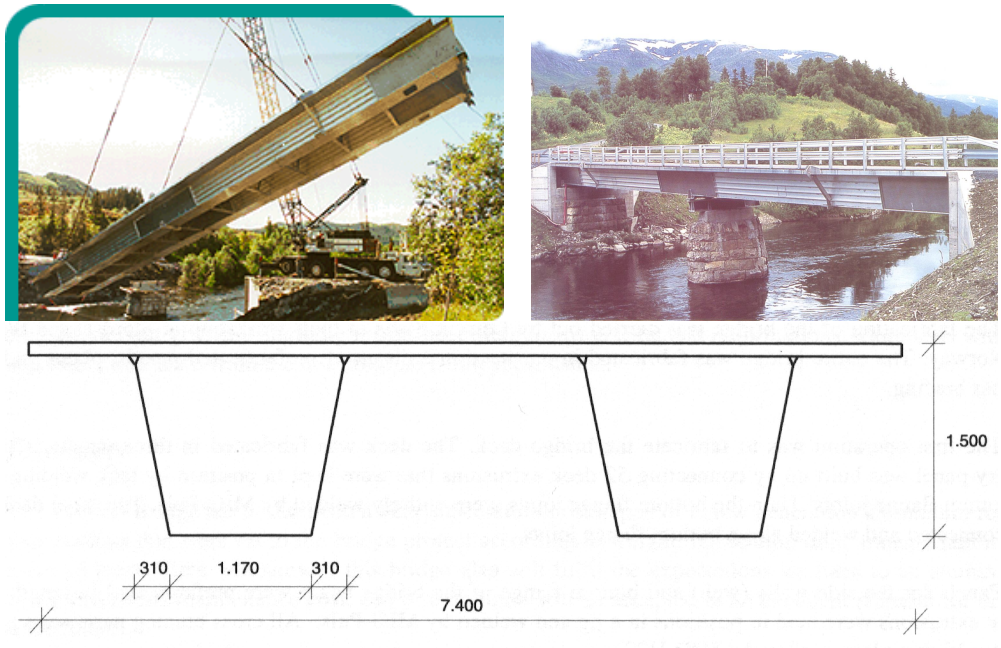
Rys. 5. Konstrukcja i wnętrze kładki *Bridge of Aspiration* w Londynie

4. WSPÓŁCZESNE MOSTY DROGOWE ZE STOPÓW ALUMINIUM

Pierwsze konstrukcyjne zastosowanie stopów aluminium w obiektach mostowych miało miejsce w 1933 r. na moście *Smithfield Street Bridge* w Pittsburghu, USA. Zniszczony pomost stalowy wymieniono wówczas na pomost aluminiowy, zmniejszając jednocześnie jego ciężar, co pozwoliło na podniesienie nośności mostu. Taki sposób modernizacji mostów stosowano później wielokrotnie [7]. Na przełomie lat 80/90 ubiegłego wieku nastąpił znaczny spadek cen aluminium, który spowodował wzrost konkurencyjności wyrobów aluminiowych w stosunku

do innych materiałów konstrukcyjnych. Główni producenci stopów aluminium zainicjowali wówczas w kilku krajach szerokie programy badawcze, mające spowodować znaczne zwiększenie udziału tego materiału w budownictwie, w tym także w mostach. Tak było m.in. w niektórych państwach skandynawskich (Szwecja, Norwegia), w Holandii, USA i Japonii. Stopy aluminium zaczęto szerzej wykorzystywać m.in. do budowy mostów drogowych [1].

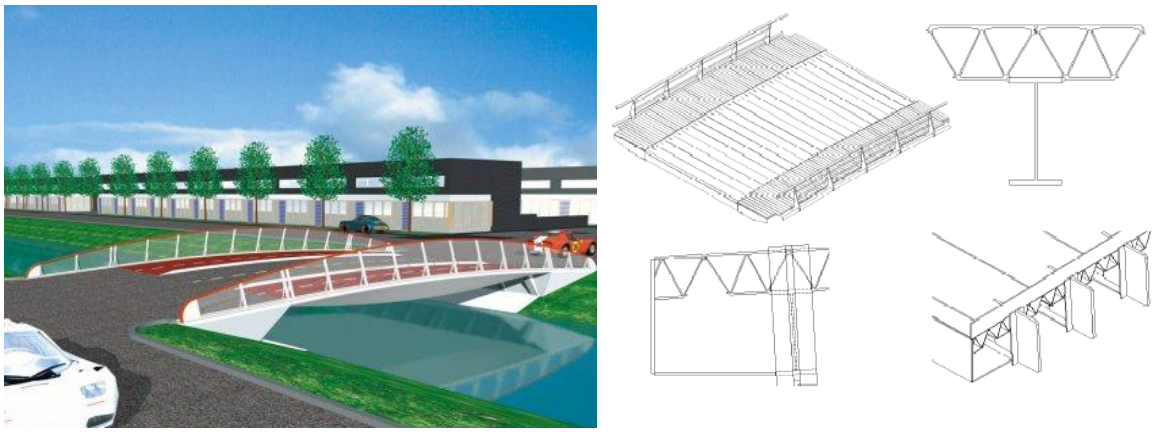
Pierwszym przykładem jest most nad rzeką *Forsmo*, położony tuż za kołem polarnym w Norwegii [8]. Podczas modernizacji istniejącego mostu zespolonego zdecydowano się na wykonanie nowej konstrukcji przęsła ze stopu aluminium. Głównymi powodami zastosowania aluminium w tym przypadku były: minimalizacja czasu zamknięcia drogi (krótki czas montażu), mały ciężar (wykorzystanie istniejących podpór) oraz niskie koszty utrzymania (brak korozji). Nowy most jest dwuprzęsłowy, ma 39 m długości oraz 7,40 m szerokości użytkowej. Przęsło wykonano w postaci dwóch aluminiowych dźwigarów skrzynkowych z aluminiowym pomostem, stanowiącym jednocześnie pas górny dźwigarów (rys.6). Dźwigary stężono poprzecznie za pomocą tężników kratowych, położonych w rozstawie 3,0 m zarówno wewnątrz dźwigarów, jak również pomiędzy nimi. Pomost wykonano z kształtowników wyciskanych o przekroju zamkniętym i wymiarach 123 x 250 mm. Kształtowniki o długości równej szerokości pomostu, zostały ułożone prostopadle do osi mostu i wzajemne zespawane, tworząc pomost ortotropowy. Aluminiowa konstrukcja nośna mostu, ważąca jedynie 28,5 tony, została wykonana w całości w wytwórni a następnie przewieziona na miejsce wbudowania. Most po oddaniu do ruchu jest przedmiotem stałego monitoringu, w celu uzyskania danych nt. pracy statycznej i dynamicznej lekkiego przęsła, naprężeń wywołanych zmianami temperatur, trwałości i kosztów utrzymania tej prototypowej konstrukcji.



Rys. 6. Most nad rzeką *Forsmo* w Norwegii – widok ogólny i przekrój poprzeczny

W drugiej połowie lat 90-tych rozpoczęło się, trwające do dnia dzisiejszego, bardzo duże zainteresowanie zastosowaniem stopów aluminium w budowie mostów w Holandii. Zapoczątkowane ono zostało w 1997 r. międzynarodowym konkursem architektonicznym na zaprojektowanie i budowę 13 mostów drogowych i 43 kładek pieszo-rowerowych na osiedlu mieszkaniowym *Leidschenveen,* niedaleko Hagi. Projekt obejmował 15 różnego rodzaju obiektów mostowych. Każdy z typów konstrukcji miał indywidualną konfigurację parametrów

użytkowych. Konkurs na projekty mostów był dwustopniowy. W pierwszym etapie ponad 100 firm architektonicznych przedstawiło projekty wstępne. Z tych projektów międzynarodowe jury wybrało pięć propozycji do szczegółowego opracowania. Wśród tych pięciu propozycji był również system mostów aluminiowych, opracowany przez holenderską firmą architektoniczną *Jan Brouwer Associates* i konstruktorów z instytutu badawczego TNO w Delft (rys.7). Chociaż koncepcja mostów aluminiowych ostatecznie nie wygrała konkursu w *Leidschenveen*, to jednak opracowane rozwiązania stały się podstawą do projektów i budowy wielu kolejnych holenderskich mostów ze stopów aluminium. Pierwszymi przykładami były konstrukcje dwóch identycznych mostów drogowych, zbudowanych w *Helmond* w 2000 roku. Kształt tych mostów różni się nieco od projektów dla *Leidschenveen*, lecz zastosowane elementy konstrukcyjne są takie same. Przęsła mostów o długości 10 m, wykonane zostały w całości w wytwórni i przetransportowane barkami na miejsce wbudowania.



Rys. 7. Wizualizacja i konstrukcja mostów *Leidschenveen* w Holandii

Rys. 8. Most *Uiverbrug* przez *Rierkerhaven* w Amsterdamie, Holandia

Drugim efektem przetargu było powstanie holenderskiego konsorcjum badawczego, obejmującego łącznie 15 partnerów, w tym producentów wyrobów aluminiowych, wytwórców konstrukcji, przedstawicieli administracji drogowych różnego szczebla i dwa instytuty naukowe. Konsorcjum zrealizowało projekt pn.: *„Mosty z aluminium*", mający doprowadzić do wdrożenia i promocji stopów aluminium jako materiału do budowy mostów. W ramach projektu, na bazie szczegółowej inwentaryzacji potrzeb i możliwości, zdefiniowano 4 podprojekty, których tematem były kolejno: typowe aluminiowe przęsła mostów zwodzonych *Groningen*, system drogowych mostów modułowych *Vinex*, metody przebudowy istniejących mostów stalowych z wykorzystaniem stopów aluminium oraz typowe pomosty aluminiowe do

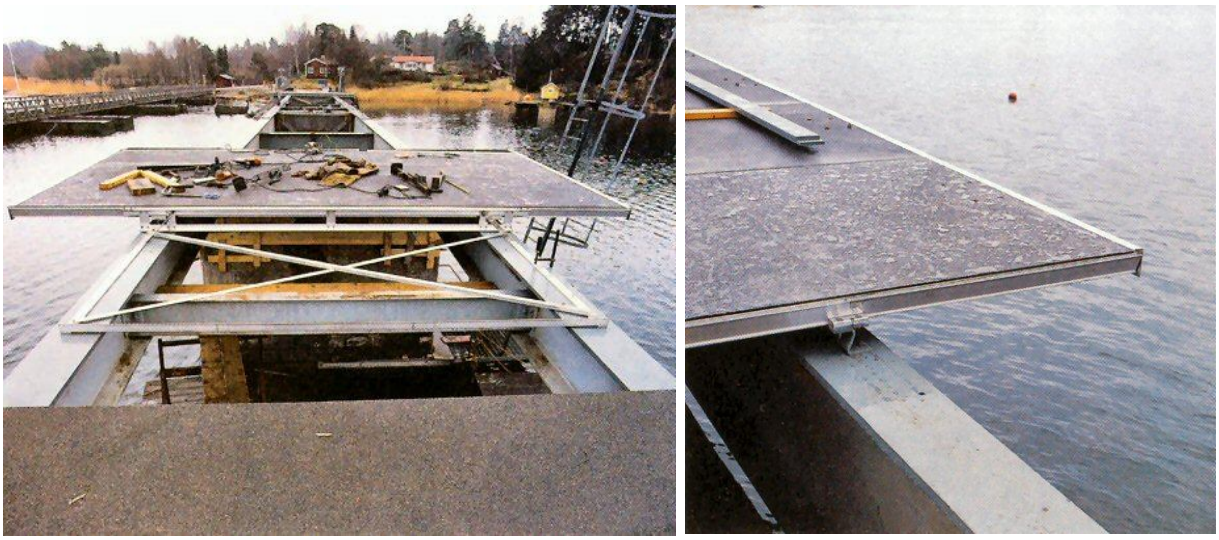
wymiany zniszczonych pomostów żelbetowych. Pierwszym efektem programu były nowoczesne konstrukcje aluminiowe mostów zwodzonych typu *Groningen*. System obejmuje mosty o rozpiętości przęsła do 18 m i szerokości 12 m. Jednym z ostatnio wybudowanych mostów tego systemu jest otwarty w 2003 r. most *Uiverbrug* przez *Rierkerhaven* w Amsterdamie (rys.8). Jest to pierwszy nowoczesny most zwodzony, którego nośność pozwala na nieograniczony ruch ciężkich pojazdów w masie do 45 ton. Przęsło aluminiowe o długości 13 m i wysokości konstrukcyjnej 0,90 m wykonano z kształtowników wyciskanych o przekroju trapezowym oraz z blach. Przekrój poprzeczny przęsła jest zbliżony do opisanych wcześniej konstrukcji mostów *Leidschenveen.*

Obecnie trwają prace nad systemem mostów modułowych typu *Vinex*, przeznaczonym do budowy w nowo powstających osiedlach mieszkaniowych. System obejmuje mosty o rozpiętości 8, 12 i 16 m i jest oparty na 3 standardowych segmentach (dźwigarach) o przekroju skrzynkowym. Każdy segment ma szerokość 3 m. Segmenty są łączone przez spawanie, tworząc wymaganą szerokość mostu do 12 m włącznie. W ramach zrealizowanego projektu programu oceniono nie tylko wytrzymałość, sztywność i stateczność konstrukcji, lecz także zmęczenie połączeń oraz charakterystyki dynamiczne konstrukcji. Oprócz aspektów technicznych analizowano także koszty budowy i utrzymania obiektów aluminiowych. Powstałe w ramach projektu typowe pomosty aluminiowe do wymiany zniszczonych pomostów żelbetowych opisano poniżej. Wyniki projektu jednoznacznie wykazały, że stopy aluminium mają w kolejnych latach bardzo dużą przyszłość jako materiał do budowy i modernizacji mostów drogowych w Holandii [9].

5. POMOSTY ALUMINIOWE DO MODERNIZACJI MOSTÓW

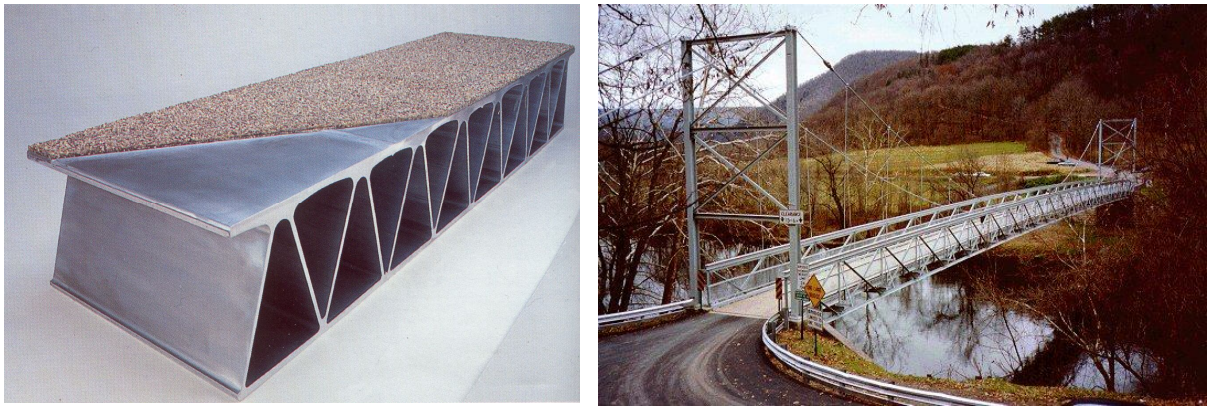
Jedną z form współczesnego zastosowania stopów aluminium w konstrukcjach mostowych są pomosty aluminiowe, stosowane m.in. podczas modernizacji istniejących mostów. Pomost aluminiowy można wykonać i zamontować bardzo szybko, minimalizując czas zamknięcia obiektu i ograniczeń w ruchu. Niskie są koszty jego utrzymania, gdyż nie jest konieczne okresowe zabezpieczanie antykorozyjne, a stop aluminium jest odporny na działanie soli. Pomost aluminiowy pracuje podobnie jak płyta żelbetowa, lecz ma większą nośność w strefach momentów ujemnych. Ponieważ stop aluminium ma większy stosunek wytrzymałości do ciężaru niż beton, betonowa płyta pomostu waży zazwyczaj około 500-600 kg/m^2 a pomost aluminiowy jedynie 20% tej wagi, tj. ok. 100-120 kg/m^2. Ta różnica powoduje, że podczas modernizacji wiele mostów może być dodatkowo wzmocnionych (odciążonych), bez ponoszenia nakładów związanych z adaptacją pozostałych elementów przęseł lub podpór. Kombinacja małego ciężaru i dużej wytrzymałości stanowi podstawową zaletę pomostów aluminiowych przy renowacji starych, przeciążonych obiektów, dla których zmniejszenie ciężaru własnego jest jedyną możliwością przedłużenia ich „życia technicznego” [10].

Modernizacja pomostów w istniejących obiektach mostowych to współcześnie najszerszy obszar zastosowań stopów aluminium w mostach. Jednym z pierwszych typowych rozwiązań pomostów aluminiowych jest tzw. system *SAPA*, opracowany w Szwecji pod koniec lat 80-tych XX wieku. Pomost jest wykonany z wyciskanych kształtowników aluminiowych, połączonych między sobą na „pióro i wpust” - bez spawania. W latach 1985 - 2000 zmodernizowano w Szwecji i Norwegii ponad 50 obiektów mostowych o rozpiętości od 6 do 254 m, wykorzystując aluminiowe pomosty *SAPA*. Wiele z tych obiektów to mosty zwodzone. Natomiast w większości modernizowanych stałych mostów drogowych zastosowanie pomostów aluminiowych pozwoliło zwiększyć nośność obiektów bez dodatkowych wzmocnień fundamentów, podpór i dźwigarów głównych. Wszystkie mosty modernizowano w bardzo krótkim czasie, zazwyczaj krótszym niż 1 tydzień, a niekiedy nawet i w 24 godziny. Jednym z przykładów jest modernizacja mostu w *Tottnäs* koło Sztokholmu (rys.9).



Rys. 9. Most w *Tottnäs* podczas modernizacji przy użyciu pomostu aluminiowego, Szwecja

W wyniku prac naukowo – badawczych, finansowanych przez firmę *Reynolds Metal Company*, powstał amerykański system pomostów aluminiowych typu *ALUMADECK*. System składa się z aluminiowych kształtowników wyciskanych, połączonych podłużnie przez spawanie *MIG* i tworzących jednolity ortotropowy panel pomostu (rys.10). W 1996 roku miało miejsce pierwsze zastosowanie pomostu typu *ALUMADECK* do modernizacji 60-letniego mostu *Corbin Bridge*, położonego w *Huntingdon*, Pensylwania. Most o długości 97,5 m przed modernizacją miał ograniczenie nośności do 6,5 ton co powodowało, że samochody ciężarowe, łącznie z pojazdami straży pożarnej nie mogły z niego korzystać i musiały pokonywać 24-kilometrowy objazd. Ze względu na zabytkowy charakter obiektu, nie była możliwa żadna ingerencja w jego główne elementy nośne. W celu zwiększenia nośności użytkowej mostu zdecydowano się zatem na zmniejszenie ciężaru stałego poprzez wymianę istniejącego pomostu żelbetowego na lekki pomost aluminiowy. Dwadzieścia dwa aluminiowe panele pomostu o szerokości 2,80 m i długości 4,42 m, ważące w sumie ponad 36 ton, zostały zainstalowane na istniejących, wzmocnionych poprzecznicach stalowych mostu (rys.10). Wymiana pomostu pozwoliła zwiększyć nośność użytkową mostu do 18,2 ton.



Rys. 10. Pomost *ALUMADECK* i zmodernizowany most *Corbin Bridge*, USA

Od początku pierwszej dekady XXI wieku szerokie badania nad wdrożeniem stopów aluminium w budownictwie mostowym są prowadzone w Japonii. Ich głównym celem jest poszukiwanie możliwości zwiększenia długości współczesnych mostów wiszących przez

minimalizację ciężaru własnego pomostu. Jednym z celów szczegółowych jest także opracowanie nowych technologii modernizacji pomostów mostów istniejących, ze względu na wzrost normowego obciążenia projektowego mostów z 196 kN do 245 kN na oś. W ramach badań koordynowanych przez *Japan Aluminium Association* opracowano specjalne kształtowniki pomostu aluminiowego, łączone w panele pomostu metodą zgrzewania tarciowego (*FSW*), która jest obecnie najnowszą i bardzo obiecującą metodą łączenia konstrukcji aluminiowych. Przykładem zastosowania japońskiego pomostu aluminiowego jest np. modernizacja mostu *Kodaka Bridge*, gdzie panele aluminiowe zostały użyte do poszerzenia pomostu (rys.11).

Rys.11. Japoński pomost aluminiowy zastosowany do poszerzenia mostu *Kodaka Bridge*

Współczesne pomosty aluminiowe to konstrukcje quasi-izotropowe, w których zarówno górne jak i dolne elementy kształtowników wyciskanych są wzajemnie połączone spoinami *MIG* tworząc dwie ciągłe płyty (blachy) pomostu wielokomorowego, usztywnione wewnętrznym skratowaniem. Podstawową zaletą takich pomostów jest duża nośność na obciążenie kołem, wysoka sztywność giętna w obu kierunkach zginania oraz duża sztywność na skręcanie i ścinanie. Wykonana analiza wielokryterialna wykazała, że najlepszym rozwiązaniem jest pomost quasi-izotropowy z otworami trójkątnymi. Zadecydował o tym najlepszy dla tego układu stosunek sztywności do wielkości przekroju poprzecznego kształtownika. Bazując na przeglądzie istniejących rozwiązań i wynikach analizy wielokryterialnej zaprojektowano parametry geometryczne polskiego kształtownika, zoptymalizowanego pod kątem krajowych wymagań i możliwości produkcyjnych, oraz zaprojektowano panel pomostu aluminiowego, który może być stosowany w modernizacji mostów [10].

6. ZAKOŃCZENIE

Przedstawione powyżej przykłady współczesnych aluminiowych obiektów mostowych wskazują, że stopy aluminium mogą stanowić dzisiaj cenną alternatywę dla betonu i stali w budownictwie mostowym. W okresie ponad 75 lat stosowania w mostach, stopy aluminium były wykorzystywane głównie w mostach zwodzonych, kładkach dla pieszych oraz w przebudowie i modernizacji przęseł i pomostów mostów istniejących. Stopień zainteresowania tym materiałem konstrukcyjnym był związany zazwyczaj z jego aktualną ceną w stosunku do ceny stali. Jednak jak uczy historia techniki, relacje kosztów z upływem czasu zwykle zmieniają się na korzyść rozwiązań innowacyjnych. Ostatnie dwadzieścia lat pokazało, że nawet przy stosunkowo wysokiej cenie stopów aluminium, mogą one być w niektórych przypadkach najkorzystniejszym rozwiązaniem materiałowym. Wpływają na to głównie lekkość i trwałość konstrukcji aluminiowych, łatwość kształtowania konstrukcji oraz

ekonomiczność ich stosowania, liczona w ciągu całego cyklu życia konstrukcji (tzw. *LCC*). Stale rosnące możliwości producentów wyrobów aluminiowych w zakresie wielkości przekrojów wyciskanych oraz coraz lepsze metody łączenia elementów, (np. zgrzewanie *FSW*), w połączeniu ze współczesnymi osiągnięciami metalurgii aluminium, już wkrótce pozwolą na znacznie szersze zastosowanie stopów aluminium w mostownictwie.

Literatura

[4] Siwowski T.: Drogowe mosty aluminiowe – wczoraj, dziś i jutro. Drogi i Mosty, Nr 1/2005, s. 39-74.
[5] Siwowski T.: Wykorzystanie stopów aluminium do budowy kładek dla pieszych. Materiały z V Krajowej Konferencji Naukowo - Technicznej "Problemy projektowania, budowy i utrzymanie mostów małych i średnich rozpiętości". Wrocław, grudzień 2004, s. 366-375.
[6] Lamyre M., Fay R.: Passarelle cyclo-pedestre haubanee en aluminium. 5^{e} Colloque sur la progression de la recherché quebecoise sur les ouvrages d'art. Departement de genie civil, Universite Laval. Canada, Quebeck, 1998, pp.11-1 – 11-4.
[7] Firth I.: Lockmeadow footbridge, Maidstone, UK. Structural Engineering International, 1999, Vol.9, No. 3, pp. 181-183.
[8] Ekehout M.: Innovation in building technology. Lecturers for Master of Science Architecture. Faculty of Architecture, TU Delft. 2003.
[9] Firth I., Bonnett J.: The Bridge of Aspiration, Covent Garden, London, UK. Structural Engineering International, 2006, Vol.16, No.4, pp. 345-348.
[10] Siwowski T.: Wykorzystanie pomostów aluminiowych do modernizacji mostów. Inżynieria i Budownictwo, nr 3-4, 2002, s. 154-159.
[11] Kavale I., Vallestad I.J., Solaas K.: Forsmo bridge – the first aluminium road bridge in Norway. Proceedings of the bridge session of the 1997 ALUMITECH Conference in Atlanta. The Aluminum Association, Washington D.C., 1997, pp. 1-5.
[12] Soetens F., Van Hove B.W.E.M., Mennik J.: Aluminium bridges in the Netherlands. Proceedings of the International Conference on Joints in Aluminium, INALCO 2001, Munich, March 2001, pp. 273-280.
[13] Siwowski T., Pomosty aluminiowe obiektów mostowych. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2008.

STRUCTURAL SHAPING OF ALUMINIUM BRIDGES

Summary

The aluminium bridges have been built worldwide since 75 years. There are some areas of bridge engineering, where the aluminium superstructures show their great construction potential, f.e. footbridges, bascule bridges and small road bridges. The tendency of shaping an aluminium bridges including aesthetic issues has been considered along with the possibilities, offered by the utilization of aluminium alloys. The advantages of aluminium application and the selected contemporary examples of aluminium bridges have been also presented.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

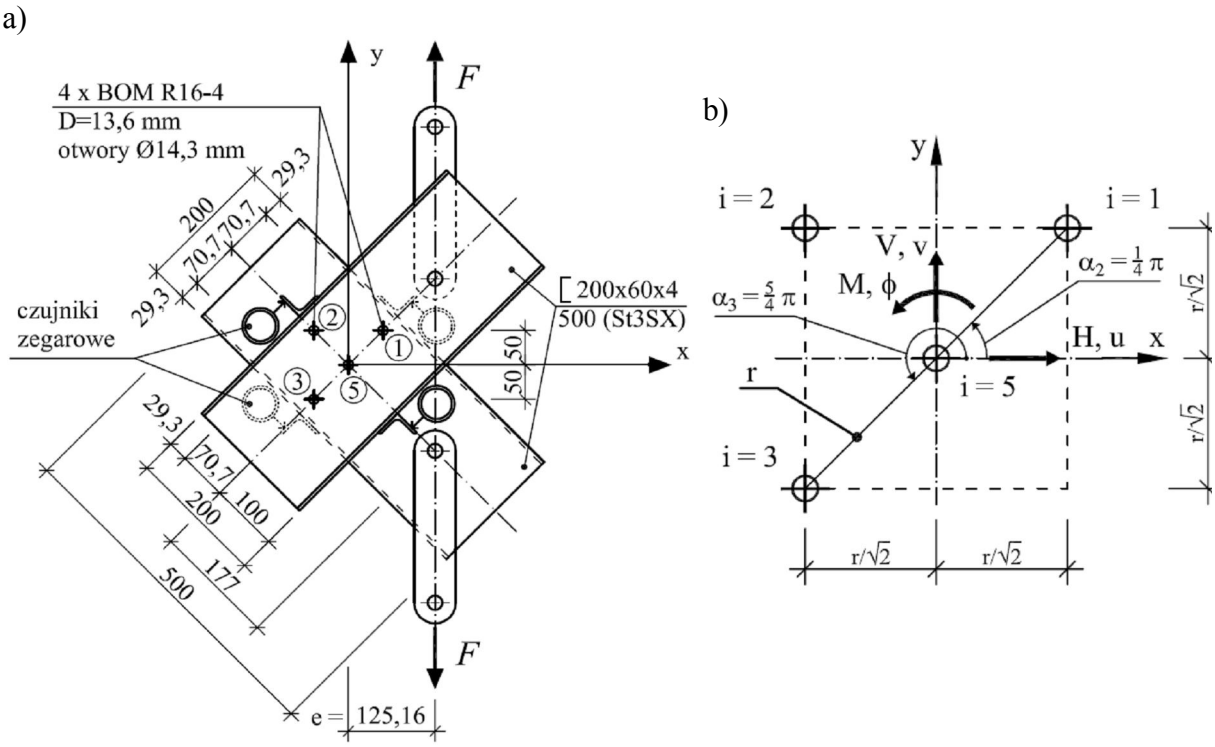
Szymon SWIERCZYNA
Walter WUWER
Politechnika Śląska w Gliwicach

TARCIE OBROTOWE W POŁĄCZENIACH ZAKŁADKOWYCH NA SWORZNIE W ZŁOŻONYM STANIE OBCIĄŻENIA

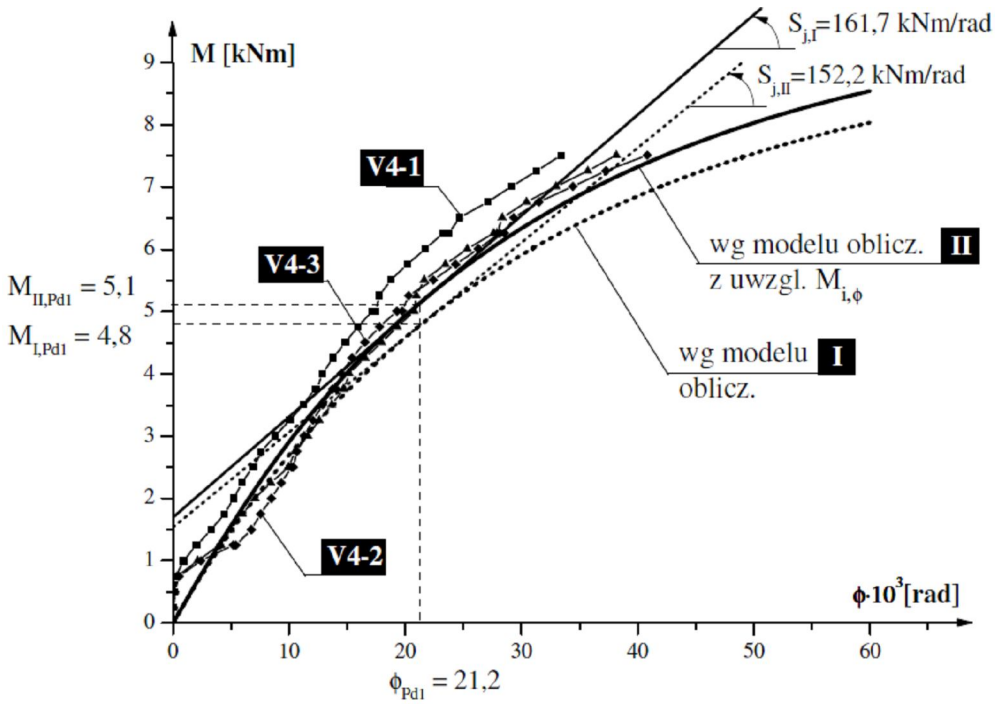
1. WPROWADZENIE

Sposób obliczania dowolnego połączenia zakładkowego w złożonym stanie obciążenia przedstawiono w [1]. Zachowanie się 1-ciętego podatnego połączenia o m sworzniach opisuje układ m równań fizycznych oraz trzech równań równowagi. Równania fizyczne określają zmieniającą się nieliniowo zależność między obciążeniem i-tego sworznia siłą ścinającą S_i a wzajemnym przemieszczeniem δ_i łączonych blach. Równania równowagi natomiast, odpowiadają trzem składowym obciążenia: siłom ścinającym H i V oraz momentowi zginającemu M. Poprawność układu równań zweryfikowano doświadczalnie na przykładzie elementów próbnych „V", poddawanych rozciąganiu mimośrodowemu, z połączeniem na 3, 4 i 5 sworzni, w których ścianki kształtowników giętych z blach na zimno o grubościach 4 lub 5 mm łączono za pomocą sworzni jednostronnych typu BOM R16 [2, 3].

Na rys. 1 przedstawiono element próbny „V4", w którym ścianki grubości 4,0 mm połączono czterema sworzniami w układzie niesymetrycznym. Wyniki badania trzech takich samych elementów próbnych, w postaci obwiedni ścieżek równowagi statycznej na wykresie zależności: moment zginający M – kąt wzajemnego obrotu ϕ łączonych blach, przedstawiają krzywe V4-1, V4-2 i V4-3 (rys. 2). Dla porównania naniesiono tam krzywą teoretyczną I, ustaloną na podstawie modelu obliczeniowego oraz wartość kąta obrotu $\phi_{Pd,1} = 21{,}2 \cdot 10^{-3}$ rad, jaki może wystąpić w przypadku, kiedy najbardziej wytężony sworzeń nr 1 osiągnie nośność obliczeniową $P_{d,1} = 33{,}4$ kN (wg [1] dla stali St3SX). Kąt ten odpowiada obciążeniu połączenia siłą ścinającą równą $V_{\mathrm{I},Pd,1} = F = 38{,}3$ kN oraz momentem zginającym $M_{\mathrm{I},Pd,1} = F \cdot e = 4{,}8$ kNm. Porównując przebieg krzywej teoretycznej I z wynikami badań doświadczalnych należy zauważyć, że rzeczywista sztywność obrotowa badanego połączenia jest wyższa od sztywności wynikającej z rozwiązania analitycznego (por. rys 2).



Rys. 1. Element próbny „V4” z połączeniem 4-sworzniowym: a) konstrukcja i wymiary elementu, b) schemat obciążenia połączenia



Rys. 2. Zależność M - ϕ w elemencie próbnym „V4”: wyniki doświadczalne oraz numeryczne

Rozrzuty wyników badań doświadczalnych oraz różnice w stosunku do wyników obliczeń analitycznych są spowodowane:

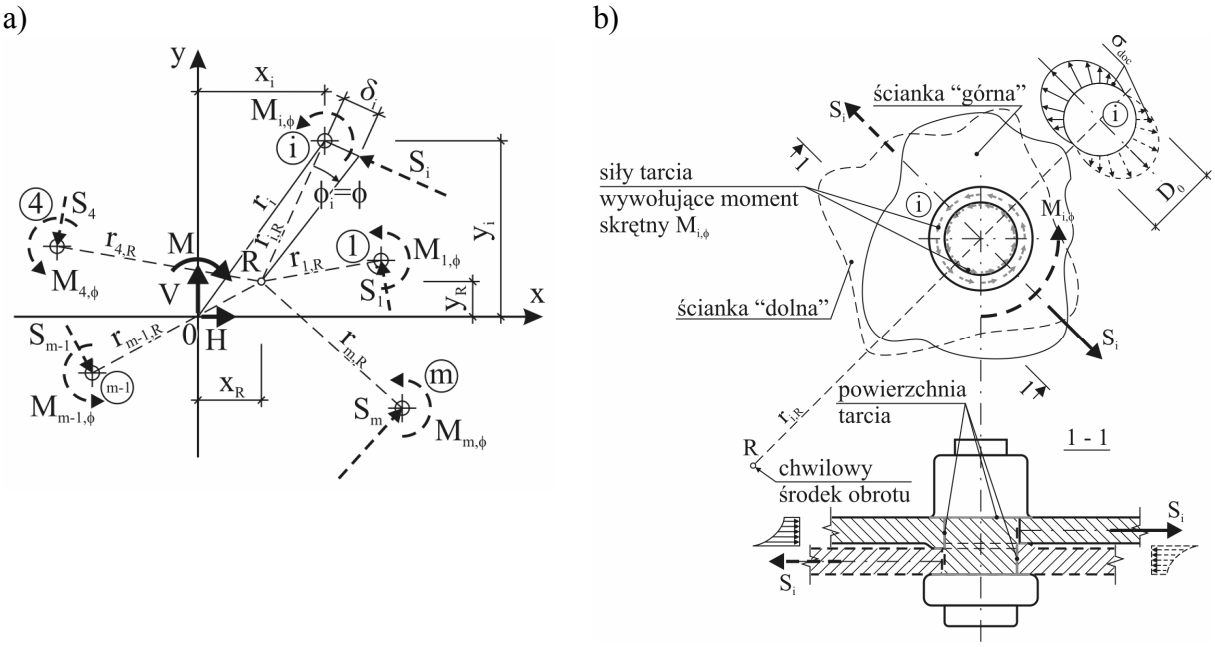
– dokładnością wiercenia otworów ϕ14,3 mm w ściankach oraz osadzania sworzni,
– przechyłem sworznia 1-ciętego, wynikającym z plastycznej owalizacji otworu pod wpływem narastającego obciążenia S_i w poszczególnych sworzniach „i”,

– zmianami położenia chwilowego, „wędrującego” środka obrotu związanymi z imperfekcjami geometrycznymi,
– własnościami mechanicznymi stali, które mogą być zróżnicowane w przekroju na długości ścianki, m.in. na skutek efektu zgniotu w procesie gięcia kształtownika na zimno [4],
– odmiennym tarciem obrotowym, istniejącym w otoczeniu danego sworznia „*i*”, zależnym od wartości obciążenia S_i w połączeniu jednocześnie ścinanym i zginanym [5].

Dalej przedstawiono próbę uwzględnienia wyników badań doświadczalnych tarcia obrotowego w modelu obliczeniowym opisującym zachowanie się dowolnego, ścinanego i zginanego połączenia 1-ciętego.

2. TARCIE OBROTOWE W MODELU OBLICZENIOWYM

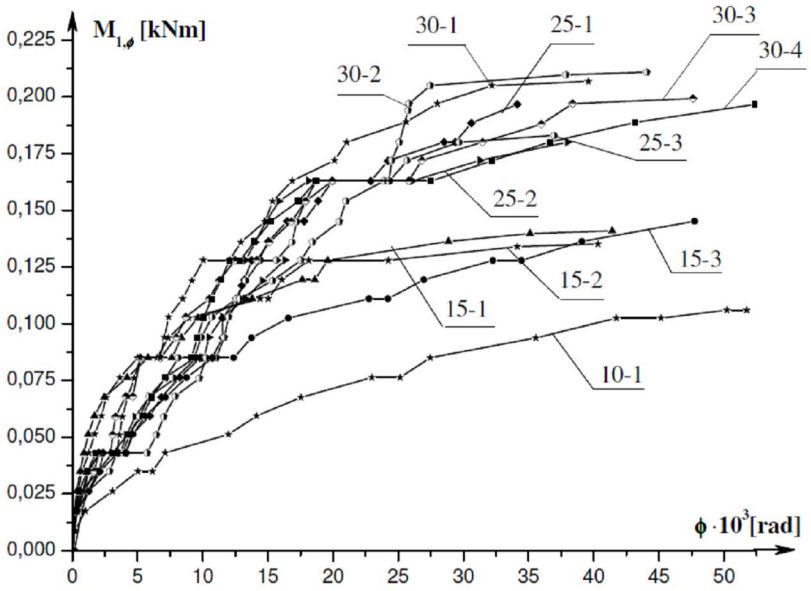
Jak się przekonano na drodze badań doświadczalnych, tarcie obrotowe istnieje w otoczeniu każdego sworznia w połączeniu jednocześnie zginanym i ścinanym, powodując powstanie momentów skrętnych $M_{i,\square}$, które przeciwstawiają się wzajemnemu obrotowi ϕ łączonych ścianek „górnej” i „dolnej”, przejmując pewną część obciążenia momentem M (rys. 3). Tarcie jest tym większe im większa jest wartość siły ścinającej S_i działającej na dany sworzeń „*i*”.



Rys. 3. Tarcie w dowolnym połączeniu 1-ciętym: a) schemat oddziaływań S_i ścianki „dolnej” wraz z momentami skrętnymi $M_{i,\phi}$ podczas przejmowania obciążeń *H, V* i *M* ze ścianki „górnej”, b) siły tarcia w otoczeniu sworznia *„i”*

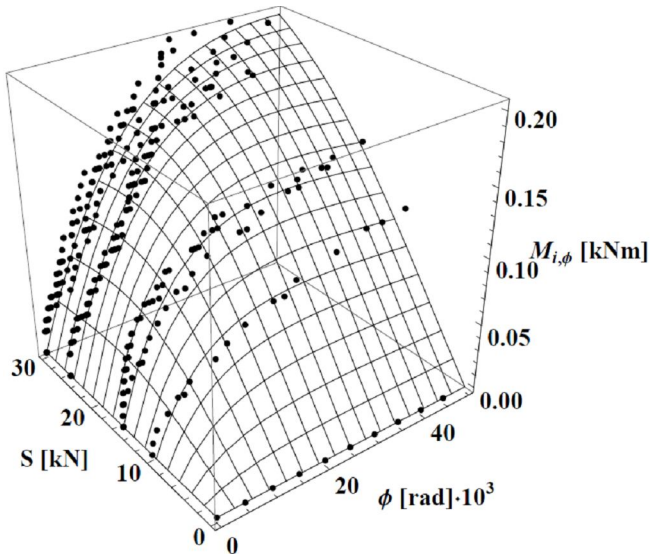
Aby ocenić wpływ momentów skrętnych na zachowanie się połączeń przeprowadzono badania doświadczalne elementów próbnych „O” na odpowiednio skonstruowanym stanowisku, które pozwoliło ustalić zależność między momentem skrętnym $M_{i,\phi}$ a kątem obrotu ϕ łączonych blach, przy zmieniających się wartościach siły ścinającej S_i działającej na pojedynczy łącznik *„i”*. Budowę stanowiska, konstrukcję elementów próbnych oraz przebieg badań i ich wstępne wyniki opisano szeroko w [5]. Zależności $M_{i,\phi} - \phi$ zostały wyznaczone dla wybranych wartości siły ścinającej S_i równych kolejno: 10 kN (jeden element próbny),

15 kN i 25 kN (po trzy elementy próbne) oraz 30 kN (cztery elementy próbne); przy sile $S_i = 0$ przyjęto $M_{i,\phi} = 0$. Wyniki badań przedstawiono w postaci obwiedni ŚRS, na wykresie $M_{i,\phi}$–ϕ (rys. 4), gdzie oznaczenia krzywych, np. 15-1 określają: pierwsza liczba – wartość siły ścinającej S_i = 15,0 kN, druga – numer elementu próbnego 1.



Rys. 4. Zależność $M_{i,\phi}$ –ϕ przy różnych wartościach siły ścinającej pojedynczy sworzeń w elemencie próbnym „O” dla: S_i = 10 kN, 15 kN, 25 kN i 30 kN

W dowolnym połączeniu ścinanym i zginanym, wraz ze wzrostem obciążenia zewnętrznego, rosną wzajemny kąt obrotu ϕ łączonych blach oraz wartości sił S_i, działających na poszczególne sworznie (rys. 5). Wraz z nimi zmieniają się wartości momentów skrętnych $M_{i,\phi}$, które są funkcją dwóch zmiennych: siły ścinającej S_i oraz wzajemnego kąta obrotu ϕ łączonych blach; kąt obrotu ϕ_i w osi każdego sworznia jest równy kątowi obrotu ϕ między łączonymi blachami w połączeniu [1].



Rys. 5. Zależność $M_{i,\phi}$ –ϕ–S_i: wyniki badań doświadczalnych elementów próbnych „O” i powierzchnia aproksymująca

Na rys. 5 przedstawiono wyniki badań doświadczalnych w postaci punktów odpowiadających ŚRS, na trójosiowym wykresie $M_{i,\phi}$–ϕ–S_i. Powierzchnię opisującą zależność $M_{i,\phi}$– ϕ– S_i określa równanie (1), którego parametry zostały ustalone za pomocą programu *Mathematica* na podstawie wyników badań doświadczanych:

$$M_{i,\phi} = \frac{|\phi| \cdot S_i}{c_\phi \left(\left(d_\phi \cdot |\phi| + e_\phi \right)^2 + \left(f_\phi \cdot S_i + g_\phi \right)^2 \right)} \text{ [kNm]}, \tag{1}$$

gdzie: c_ϕ = 0,731 (0,232); d_ϕ = 1,162 (0,222); e_ϕ = 33,199 (3,043); f_ϕ = 1,966 (0,093); g_ϕ = -14,534 (6,996); w nawiasach podano wartości odchylenia standardowego dla poszczególnych parametrów.

Zależność (1) uzupełniła układ równań opisujących zachowanie się analizowanego połączenia niesymetrycznego (por. rys. 1 i rys. 3) z uwzględnieniem momentów skrętnych $M_{1,\phi}$, $M_{2,\phi}$, $M_{3,\phi}$ i $M_{5,\phi}$:

$$H - u\left(\frac{S_1}{\delta_1} + \frac{S_2}{\delta_2} + \frac{S_3}{\delta_3} + \frac{S_5}{\delta_5} \right) + \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \left(\frac{S_1}{\delta_1} + \frac{S_2}{\delta_2} - \frac{S_3}{\delta_3} \right) = 0, \tag{2}$$

$$V - v\left(\frac{S_1}{\delta_1} + \frac{S_2}{\delta_2} + \frac{S_3}{\delta_3} + \frac{S_5}{\delta_5} \right) - \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \left(\frac{S_1}{\delta_1} - \frac{S_2}{\delta_2} - \frac{S_3}{\delta_3} \right) = 0, \tag{3}$$

$$\sqrt{2}\frac{M}{r} + u\left(\frac{S_1}{\delta_1} + \frac{S_2}{\delta_2} - \frac{S_3}{\delta_3} \right) - v\left(\frac{S_1}{\delta_1} - \frac{S_2}{\delta_2} - \frac{S_3}{\delta_3} \right) - \sqrt{2} \cdot r \cdot \phi \left(\frac{S_1}{\delta_1} + \frac{S_2}{\delta_2} + \frac{S_3}{\delta_3} \right) - \frac{M_{1,\phi} + M_{2,\phi} + M_{3,\phi} + M_{5,\phi}}{r} = 0, \tag{4}$$

$$\delta_1 - \sqrt{\left(u - \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \right)^2 + \left(v + \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \right)^2} = 0, \tag{5}$$

$$\delta_2 - \sqrt{\left(u - \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \right)^2 + \left(v - \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \right)^2} = 0, \tag{6}$$

$$\delta_3 - \sqrt{\left(u + \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \right)^2 + \left(v - \frac{r \cdot \phi}{\sqrt{2}} \right)^2} = 0, \tag{7}$$

$$\delta_5 - \sqrt{u^2 + v^2} = 0, \tag{8}$$

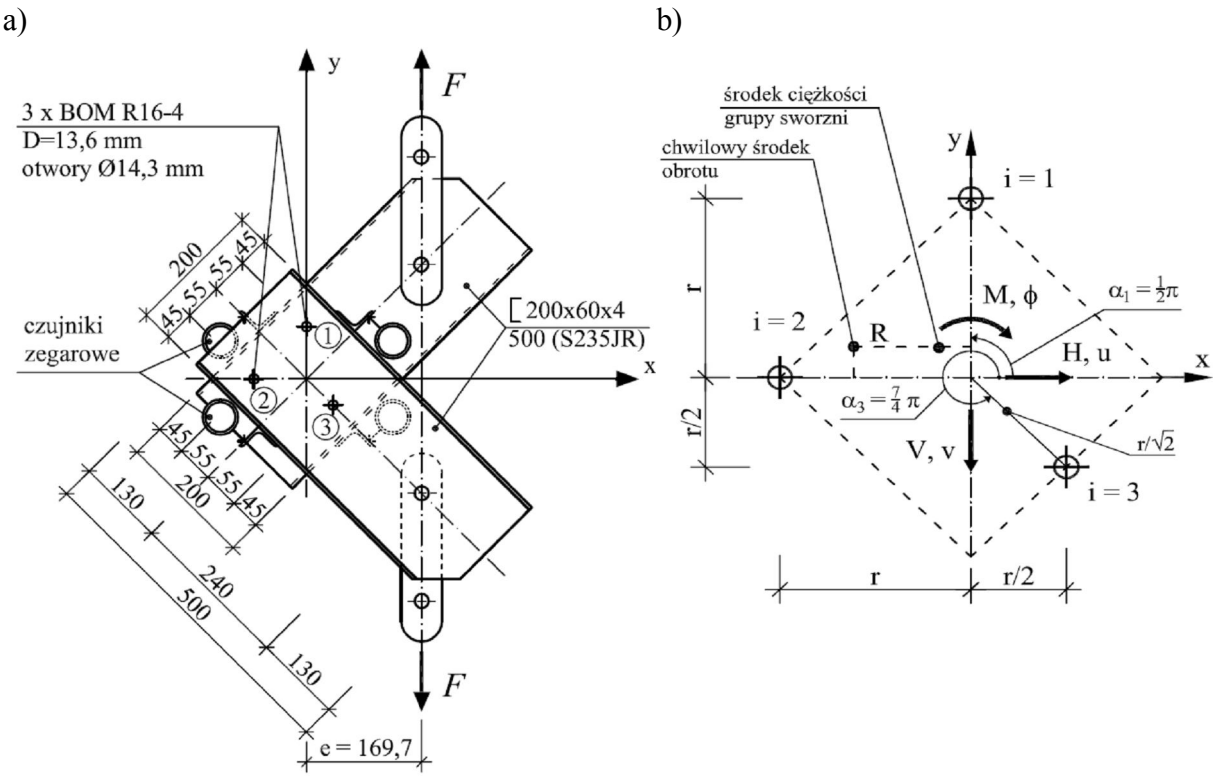
$$S_i = a_s \left(1 - e^{-b_s \cdot \delta_i} \right). \tag{9}$$

gdzie: $H = 0$, a_S = 52,7 kN, $b_S = 0{,}00489 \cdot 10^{-2}$/m [1].

Niewiadomymi w powyższych równaniach są składowe przemieszczeń: pozioma u, pionowa v i wzajemny kąt obrotu ϕ między łączonymi blachami odpowiadające kolejno siłom: H, V i M (por. rys. 1b) oraz siły ścinające działające na cztery sworznie: S_1, S_2, S_3 i S_5.

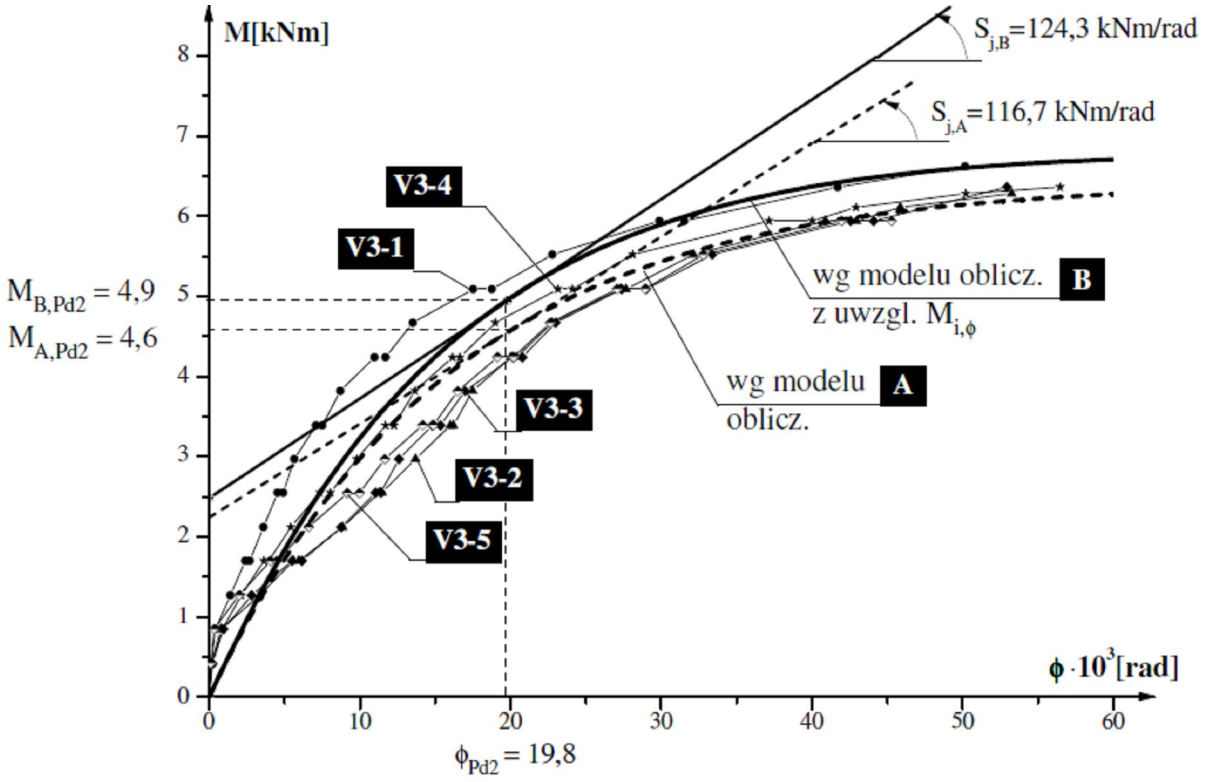
Rozwiązując zmodyfikowany układ równań (1)÷(8) otrzymano nową zależność M–ϕ, dla połączenia jak na rys. 1, którą reprezentuje krzywa II na rys. 2. Na podstawie modelu obliczeniowego ustalono nośność obliczeniową połączenia, która zostaje osiągnięta przy ścinaniu siłą $V_{\mathrm{II,Pd,1,}}$ = 40,7 kN i zginaniu momentem $M_{\mathrm{II},Pd,1}$ = 5,09 kNm. Sztywność obrotowa połączenia, obliczona z uwzględnieniem momentów skrętnych, jest wyższa o ponad 6% w stosunku do sztywności ustalonej, w przypadku gdy je pominięto (por. na rys. 2 wartości $S_{j,\mathrm{II}}$ = 161,7 kNm/rad i $S_{j,\mathrm{I}}$ = 152,2 kNm/rad). Należy przy tym podkreślić, że elementy próbne „V4” wykonano ze stali St3SX, dla których producent ustalił granicę plastyczności f_y = 332,5 MPa, natomiast momenty skrętne badano na elementach próbnych ze stali S235JR, dla których wg producenta f_y = 256 MPa. Wyższa o prawie 30% granica plastyczności może tłumaczyć, dlaczego badane połączenie 4-sworzniowe w rzeczywistości okazało się jeszcze sztywniejsze (por. na rys. 2 usytuowanie wyników doświadczalnych względem krzywej II).

Podobne badania przeprowadzono dla elementów próbnych „V3” z połączeniem 3-sworzniowym (rys. 6), których kształtowniki wykonano ze stali S235JR o granicy plastyczności, wg badań producenta, f_y = 258 MPa.



Rys. 6. Element próbny „V3” z połączeniem 3-sworzniowym: a) konstrukcja i wymiary elementu, b) schemat obciążenia połączenia

Na rys. 7 przedstawiono obwiednie ŚRS M–ϕ uzyskane w badaniu pięciu jednakowych elementów próbnych (krzywe V3-1 do V3-5). Także w tym przypadku wystąpiły charakterystyczne znaczne rozrzuty.



Rys. 7. Zależność M–ϕ w elementach próbnych „V3”: wyniki doświadczalne oraz numeryczne

Na wykresie M–ϕ naniesiono krzywe A i B uzyskane na podstawie modelu obliczeniowego wg układów równań, odpowiednio: bez uwzględnienia oraz przy uwzględnieniu momentów skrętnych. Według modelu obliczeniowego, gdy najbardziej wytężony sworzeń nr 3 w połączeniu osiąga nośność obliczeniową $P_{d,2}$ = 31,1 kN (wg [6] dla stali S235JR), kąt wzajemnego obrotu łączonych blach jest równy $\phi_{Pd,2}$ = 19,8·10^{-3} rad. W przypadku krzywej A odpowiada to obciążeniu siłą ścinającą $V_{A,Pd,2}$ = 27,2 kN i momentem zginającym $M_{A,Pd,2}$ = 4,6 kNm, w przypadku zaś krzywej B wielkościom: $V_{B,Pd,2}$ = 29,1 kN i $M_{B,Pd,2}$ = 4,9 kNm. Uwzględnienie momentów skrętnych w układzie równań opisujących zachowanie się połączenia w elemencie próbnym „V3” daje wzrost sztywności o około 6,5% (por. na rys. 7 wartości sztywności chwilowych $S_{j,B}$ = 124,3 kNm/rad i $S_{j,A}$ = 116,7 kNm/rad).

3. OCENA SZTYWNOŚCI POŁĄCZEŃ 1-CIĘTYCH NA PODSTAWIE EC3

W artykule [7] przedstawiono sposób oceny sztywności badanych połączeń za pomocą metody składnikowej podanej w normie [8]. Zamieszczone w tablicy 6.11 normy współczynniki sztywności śrub przy ścinaniu – k_{11}, i przy docisku – k_{12}, po przekształceniu do formy właściwej dla pojedynczego sworznia pozwalają określić sztywność na przesuw K_δ połączenia zakładkowego. Sztywność obrotową $S_{j,s}$ dowolnego połączenia 1-ciętego można określić wg wzoru [7]:

$$S_{j,s} = K_\delta \cdot \sum_{i=1}^{m} r_i^2 \,, \tag{10}$$

gdzie: i = 1, 2, ..., m – liczba sworzni w połączeniu, r_i – promień łączący oś i-tego sworznia ze środkiem obrotu w połączeniu.

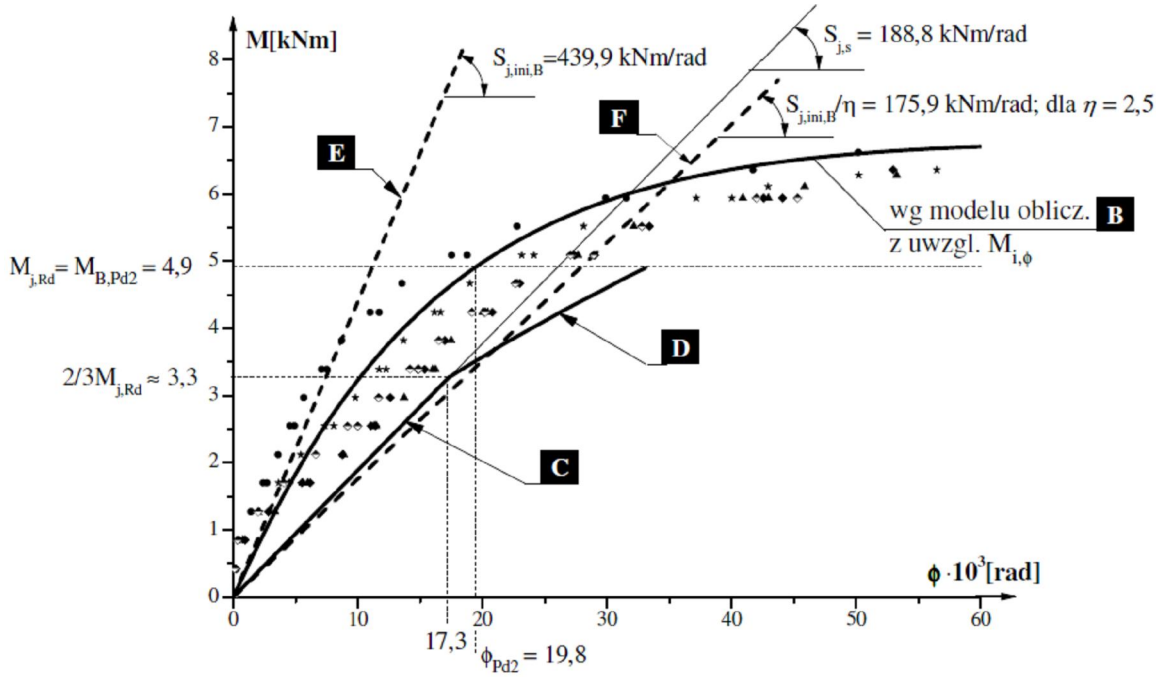
Na rys. 8 naniesiono punkty odpowiadające ŚRS uzyskane doświadczalnie dla pięciu elementów próbnych „V3" z połączeniem 3-sworzniowym jak na rys. 6. Przy założeniu, że środek chwilowego obrotu w połączeniu pokrywa się ze środkiem ciężkości grupy sworzni, sztywność $S_{j,s}$ wg wzoru (10) jest równa 188,8 kNm/rad (prosta *C* na rys. 8). Gdyby jednak uwzględnić rzeczywiste położenie środka obrotu *R* (por. rys. 6b), wówczas sztywność określona wg przedstawionej metody wynosiłaby około 220 kNm/rad.

Zgodnie z normą, sztywność wyznaczoną za pomocą metody składnikowej można stosować dla wartości obciążenia momentem $M_{j,Ed}$ nie przekraczającej 2/3 nośności obliczeniowej połączenia przy zginaniu $M_{j,Rd}$. Powyżej tej wartości sztywność należałoby zredukować, dzieląc ją przez odpowiedni współczynnik μ wg wzoru (11), w [8] oznaczonego jako 6.28b:

$$\mu = \left(1{,}5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd}\right)^{\psi}, \tag{11}$$

gdzie: $M_{j,Ed}$ – moment zginający działający na połączenie, $M_{j,Rd}$ – obliczeniowa nośność połączenia przy zginaniu, ψ – współczynnik zależny od rodzaju połączenia.

W normie jednak nie podano wartości współczynnika ψ, którą można by odnieść do badanych połączeń 1-ciętych. Gdyby we wzorze (11) przyjąć, przykładowo, $\psi = 0{,}6$ wówczas zależność M–ϕ w badanym połączeniu 3-sworzniowym, dla $M_{j,Ed} > 2/3\ M_{j,Rd}$, byłaby reprezentowana przez krzywą *D* (por. rys. 8).



Rys. 8. Sztywność połączenia 3-sworzniowego w elemencie próbnym „V3": krzywa *B* – jak na rys. 7, *C*–*D* – wg metody składnikowej w [8], *E* – sztywność początkowa wg badań, *F* – sztywność sieczna wg [8] na podstawie wyników badań doświadczalnych

W globalnej analizie sprężystej konstrukcji, jako uproszczenie można wg normy [8] przyjmować także sieczną sztywność danego połączenia, równą ilorazowi sztywności początkowej $S_{j,ini}$ (prosta *E* na rys. 8) i współczynnika modyfikacji sztywności η jak we wzorze (12). Jednak w tablicy 5.2 normy brak wartości η, którą można by przypisać badanym

połączeniom zakładkowym. Gdyby przyjąć, przykładowo, $\eta = 2{,}5$ wówczas sztywność sieczna byłaby reprezentowana przez prostą F (por. rys. 8).

Proponowane sposoby szacowania sztywności połączeń 1-ciętych należy zweryfikować badając doświadczalnie kilka innych przypadków połączeń wielosworzniowych. Wówczas wyniki badań pozwolą określić np. średnią wartość współczynnika $\eta_{śr}$, właściwą dla badanych połączeń 1-ciętych, a następnie porównać obliczone sztywności sieczne wg zależności (11):

$$S_j = S_{j,ini} / \eta_{sr} , \tag{12}$$

z odpowiednimi sztywnościami określonymi metodą składnikową wg wzorów (10) i (11).

4. PODSUMOWANIE

Przedstawiony model obliczeniowy opisujący zachowanie się dowolnego połączenia zakładkowego w złożonym stanie obciążenia, z uwzględnieniem tarcia obrotowego, oddaje w sposób zadowalający rzeczywiste zachowanie się badanych połączeń. Momenty skrętne wynikające z tarcia obrotowego oszacowano na podstawie badań doświadczalnych. Sztywność badanych połączeń obliczona z uwzględnieniem tarcia obrotowego jest wyższa o ponad 6% w stosunku do sztywności ustalonej przy jego pominięciu.

Znaczne rozrzuty wyników badania tarcia obrotowego w elementach próbnych „O" przemawiają za wykonaniem większej liczby powtórzeń w celu lepszego dopasowania powierzchni opisującej zależność $M_{i,\phi} - \phi - S_i$ do wyników badań. Z tego powodu celowym byłoby uzupełnienie danych przez wyniki uzyskane przy sile S_i ścinającej pojedynczy sworzeń, równej 5,0 kN i 20,0 kN.

Sztywność początkowa $S_{j,s}$, wyznaczona na podstawie zaproponowanej metody składnikowej, stanowi ok. 40% wynikowej sztywności początkowej $S_{j,ini,B}$ ustalonej drogą badań doświadczalnych. Należy zauważyć jednak, że prosta C „zamyka" od spodu charakterystyczne rozrzuty wyników stwierdzone w pięciu identycznych elementach próbnych z połączeniem 3-sworzniowym. Przyjęta do obliczeń statycznych sztywność $S_{j,s}$ zapewni właściwe bezpieczeństwo konstrukcji prętowej zaprojektowanej z takimi połączeniami w węzłach, uwzględniając jej rzeczywiste zachowania się.

Nie należy wykluczyć, iż celowa będzie analiza zachowania się połączeń przy wykorzystaniu Metody Elementów Skończonych, aby podjąć decyzję, jaką wartość sztywności wprowadzić do projektowania wielosworzniowych połączeń 1-ciętych na sworznie BOM R-16.

Literatura

[1] Wuwer W.: Podatne połączenia na sworznie jednostronne w prętowych konstrukcjach cienkościennych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria: Budownictwo z.105, Gliwice 2006.
[2] Katalog firmy HUCK: Technologia trwałych nie luzujących połączeń dowolnych konstrukcji. Boltimex – Wydawnictwo Przedstawiciela w Katowicach.
[3] Sworznie typu Huck do wykonywania połączeń elementów konstrukcji metalowych, Aprobata Techniczna Instytutu Techniki Budowlanej, Nr AT-15-3487/99.
[4] Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M.: Kształtowniki Gięte. Poradnik projektanta. Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów 2006.
[5] Swierczyna S., Wuwer W.: Tarcie w sworzniowych 1-ciętych połączeniach ścianek kształtowników giętych na zimno. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Seria:

Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 50, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2008, str. 241÷250.
[6] Swierczyna S.: Wpływ ocynkowania na zachowanie się jednociętych połączeń kształtowników giętych na zimno z blach. Monografia: Wybrane zagadnienia z dziedziny budownictwa. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2009, str. 123÷132.
[7] Słowiński K., Swierczyna S., Wuwer W., Zamorowski J.: Podatność połączeń zakładkowych w konstrukcjach stalowych z kształtowników giętych. Inżynieria i Budownictwo nr 5-6, 2010, str. 327÷330.
[8] PN-EN 1993-1-8:2006 Projektowanie konstrukcji stalowych. Projektowanie węzłów.

JOURNAL FRICTION IN BOLTED LAP JOINTS IN COMPLEX STATE OF LOAD

Summary

The paper presents the calculation model of any single-cut lap-joint, extended – in relation to up to now considered one by authors – about values of torsional moments $M_{i,\phi}$. Torsional moments result from journal friction occurring in the axis of every bolt in the joint which is simultaneously bended and sheared. The modified analytical model has been verified experimentally on the example of eccentrically loaded 3- and 4-bolts joints, where walls of cold formed sections were connected by means of blind bolts of the type BOM R16. Experimental and numerical results are compared on the diagrams of relationship occurring between moment M bending the connection and angle of mutual rotation ϕ of joined walls. Values of stiffnesses of a 3-bolt joint according to EC3 determined on the basis of initial stiffness $S_{j,ini}$ and by means of component method were compared.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Maciej SZUMIGAŁA
Katarzyna TERESIŃSKA
Politechnika Poznańska
Zakład Konstrukcji Metalowych

KRYTERIA DOBORU KONSTRUKCJI W BUDYNKACH SZKIELETOWYCH

1. WPROWADZENIE

W ostatnich dwóch dziesięcioleciach jesteśmy świadkami znacznego bumu budowlanego i związanego z tym postępu technicznego. Intensywnie rozwija się budownictwo przemysłowe, mieszkaniowe, powszechne, komunikacyjne. Wprowadzane są nowe materiały i technologie budowlane. Zmieniają się również przepisy, często w dostosowaniu do norm europejskich, dotyczące eksploatacji, zasad bhp i ochrony przeciw pożarowej. Szybki rozwój centrów i galerii handlowych oraz związanych z nimi parkingów i garaży wielopoziomowych, obiektów infrastruktury biurowo-administracyjnej i komunikacyjnej (dworce i porty lotnicze) oraz niektórych obiektów przemysłowych spowodował zainteresowanie innymi rodzajami konstrukcji, w tym zespolonymi stalowo-betonowymi. Zaletami konstrukcji zespolonych jest stosunkowo duża nośność i sztywność, co może prowadzić do zmniejszenia wymiarów przekrojów poprzecznych w porównaniu do tradycyjnych konstrukcji żelbetowych. Łatwiejszy jest montaż konstrukcji zespolonych (podobnie jak stalowych) i możliwe jest ograniczenie deskowań i "mokrych prac" betoniarskich oraz zastosowanie prefabrykacji w konstrukcjach zespolonych częściowo obetonowanych. Niebagatelną sprawą, a niekiedy najważniejsza, jest zwiększona odporność ogniowa w porównaniu z tradycyjnymi konstrukcjami stalowymi.

W niniejszym referacie zostanie zwrócona uwaga na pewne problemy związane z projektowaniem obiektów typu szkieletowego, na przykładzie parkingów wielopoziomowych, dotyczące doboru rodzaju konstrukcji. Przedstawione zostaną wyniki analiz obliczeniowych związane z optymalizacją, której funkcją celu będzie zużycie stali. W analizie zostaną uwzględnione inne parametry jak wymiary przekrojów i funkcjonalność konstrukcji wynikająca z konieczności prowadzenia instalacji.

2. WYBÓR RODZAJU KONSTRUKCJI

Przedmiotem analizy jest obiekt infrastruktury komunikacyjnej garaż lub parking wielokondygnacyjny występujący dość powszechnie w dużych centrach lub galeriach handlowych, ewentualnie budynek magazynowy lub biurowo administracyjny. Cechą charakterystyczna konstrukcji powyższych obiektów jest modularna i powtarzalna struktura

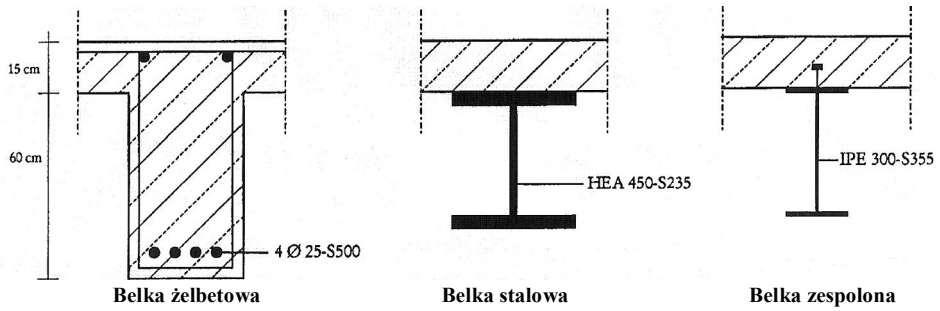
szkieletowa, wymagana duża swoboda aranżacji wnętrza i związane z tym znaczne rozpiętości stropu, stosunkowo duże obciążenia użytkowe oraz określona odporność ogniowa konstrukcji.

Na etapie wstępnego projektowania tego typu obiektów, tj. po przyjęciu wizji architektonicznej i spełnieniu wymagań funkcjonalnych, problemem staje się rodzaj konstrukcji; stalowa, żelbetowa lub zespolona. Wybór rodzaju konstrukcji niestety nie jest wynikiem szczegółowej analizy konstrukcyjnej, lecz wynika najczęściej z upodobań projektanta. Często konstrukcję narzuca potencjalny wykonawca lobujący za danym typem rozwiązań materiałowych, a na końcu o wszystkim decyduje wynegocjowana cena. Niestety konstruktor projektant zazwyczaj ma niewiele do powiedzenia w kwestii rodzaju konstrukcji, gdyż dysponuje niewielkimi środkami na ten zakres projektu i przeważnie ma niewiele czasu na przeprowadzenie dokładnej analizy. Ponadto cały układ konstrukcyjny jest ściśle określony w projekcie architektonicznym, na którego podstawie przygotowany jest kosztorys.

W zakresie danego rozwiązania materiałowego istnieje dość szeroka gama wyboru typu konstrukcji np.:

- konstrukcje stalowe
  - pełnościenne walcowane, spawane
  - ażurowe, kratowe
- konstrukcje żelbetowe
  - monolityczne
  - prefabrykowane
- konstrukcje zespolone
  - całkowicie obetonowane monolityczne
  - częściowo obetonowane prefabrykowane

Wybór rozwiązania materiałowego wpływa przede wszystkim na wielkość przekroju elementów prętowych, rozstaw podpór i ciężar własny konstrukcji lub zużycie stali.

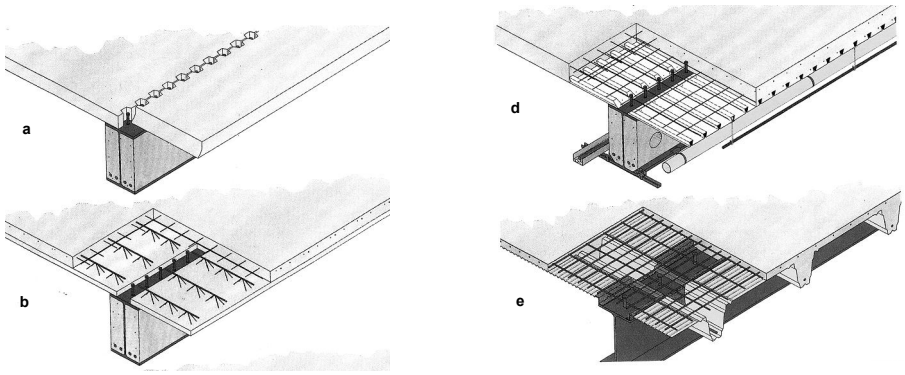


Rys. 1. Przykładowe rozwiązania konstrukcyjne belek stropowych

Przykładowo dla belki stropowej o rozpiętości 9,0 m obciążonej płytą żelbetową o grubości 15 cm (q ~ 60 kN/m) dla wyżej analizowanych rozwiązań materiałowych otrzymujemy znaczne różnice w wysokości konstrukcyjnej stropu (75 cm - belka żelbetowa, 59 cm - belka stalowa tradycyjna, 45cm - belka zespolona stalowo-betonowa) oraz znaczne dysproporcje w zużyciu stali, co prawda różnych gatunków (25 kg [S500] - belka żelbetowa, 140 kg [S235] - belka stalowa, 42 kg [S355] - belka zespolona). Wniosek wydaje się być oczywisty z tego prostego porównania, że najkorzystniejsza jest belka zespolona. Dla tej belki uzyskuje się również najmniejszą wysokość konstrukcji stropu (zaledwie 45cm).

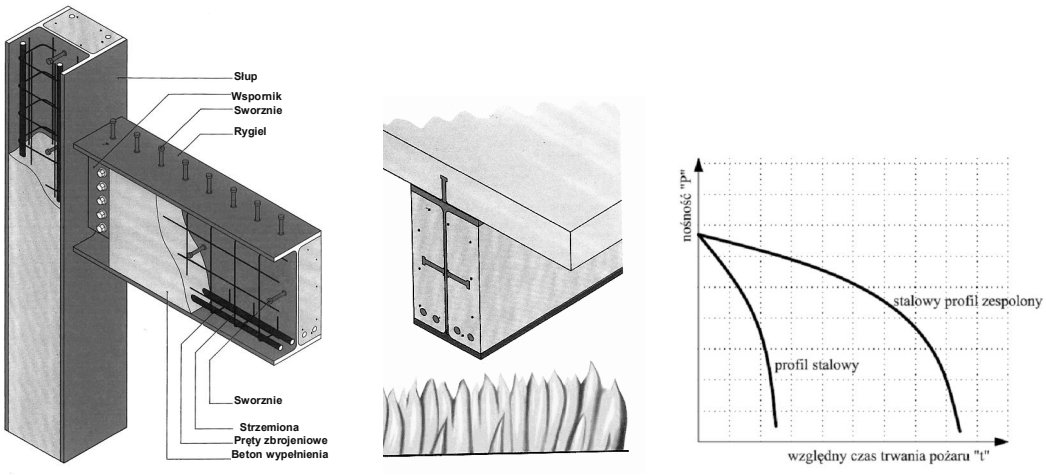
Dodatkowym atutem nowoczesnych konstrukcji zespolonych jest technologia wykonania. Żelbetową płytę wykonuje się zazwyczaj na traconym deskowaniu, co jest niewątpliwa zaletą w stosunku do tradycyjnych monolitycznych konstrukcji żelbetowych. Rolę traconego deskowania może pełnić płyta Filigran (rys. 2b) lub blacha fałdowa. Jeżeli zostanie zastosowana blacha w postaci "jaskółczego ogona" (rys. 2d), to może ona dodatkowo

pełnić funkcję zbrojenia powierzchniowego płyty przy zginaniu w płaszczyźnie prostopadłej do osi belki. Dobór blachy wysoko-falistej (rys. 2e) spowoduje użebrowanie płyty, co wywoła wzrost nośności (przy zmniejszeniu ciężaru własnego) lub możliwość zwiększenia rozstawu belek. Można również zastosować płyty prefabrykowane (rys. 2a) i betonem wypełnić tylko pachwiny w osi sworzni zapewniających współpracę belki i płyty.



Rys. 2. Rodzaje konstrukcji płyt w belkach zespolonych [2]

Kolejną zaleta konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych nad tradycyjnymi stalowymi jest zwiększona odporność ogniowa (rys. 3). Stalowy profil nie musi być w pełni osłonięty betonem, aby znacznie wzrosła odporność ogniowa elementu. Wystarczy częściowe obetonowanie tj. wypełnienie betonem naturalnych rynien między półkami dwuteownika a jego środnikiem (rys. 2 i 3). Takie obetonowanie nie wymaga deskowań i jest wykonywane w wytwórni konstrukcji stalowych. Powstaje prefabrykat, który jest dostarczany jako gotowy element i na budowie łączony jak tradycyjna konstrukcja stalowa tzn. najczęściej na śruby.

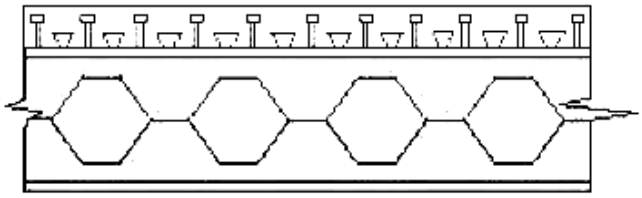


Rys. 3. Przyrost odporności ogniowej konstrukcji częściowo obetonowanych [1]

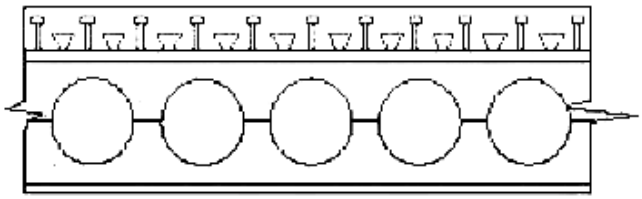
Zastosowanie konstrukcji zespolonej stalowo-betonowej wydaje się zatem ze wszech miar celowe. W zakresie takiego rozwiązania materiałowego istnieją pewne warianty szczegółowe. Właśnie te szczegółowe warianty są przedmiotem analizy obliczeniowej.

Typowa konstrukcja szkieletowa składa się z szeregu słupów podpierających poziome tarcze stropów. Stropy zazwyczaj składają się z rusztu belkowego stanowiącego podporę dla płyty stropu. Ruszt belkowy składa się z głównych belek (podciągów) podpartych słupami oraz z prostopadle do nich usytuowanych żeber. To typowe rozwiązanie jest optymalne ze względów wytrzymałościowych, lecz nie jest wolne od wad ze względów użytkowych.

Wysokość konstrukcyjna stropu jest stosunkowo duża i może okazać się jeszcze większa z powodu konieczności prowadzenia ciągów instalacyjnych (wentylacja, klimatyzacja, ogrzewanie itp.). Z tego powodu zastosowanie praktyczne znajdują ażurowe podciągi (rys. 4), podciągi typu "dźwigar kołkowy" (rys. 5) lub stropy z ukrytymi belkami typ "slim-deck" lub "slim-foor" (rys. 6). Te trzy rozwiązania są przedmiotem analizy obliczeniowej, której celem jest prosta optymalizacja dla dwóch funkcji celu: zużycie stali i wysokość konstrukcyjna.

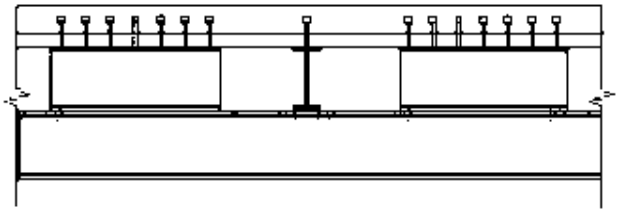


c) Belka ażurowa (otwory sześciokątne)

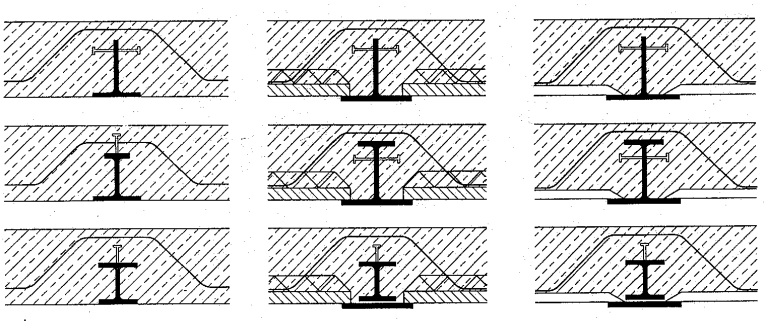


d) Belka ażurowa (otwory okrągłe)

Rys. 4. Podciągi ażurowe [3]



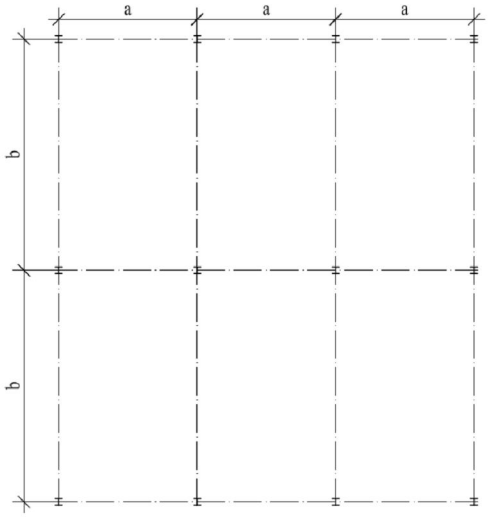
Rys. 5. Podciągi kołkowe (stub-girder) [3]



Rys. 6. Stropy slim-floor

3. ANALIZA OBLICZENIOWA

Analizie obliczeniowej poddano segment konstrukcji szkieletowej o wymiarach (a x b):
- 6,0 x 10,0 m
- 7,0 x 13,0 m
- 8,0 x 15,0 m



Rys. 7. Siatka stropu

Założenia:

Obciążenia:

- obciążenie użytkowe p=3,0kN/m^2
- ciężar instalacji q_{01}=0,5kN/m^2
- ciężar warstw wykończeniowych q_{02}=1,2kN/m^2

Materiały:

- stal S355
- beton C20/25
- blacha profilowana FLORSTROP (t=1,25mm)

Strop z belkami ażurowymi

Belki ażurowe wykonuje się z rozciętych wzdłuż dwuteowników, które następnie spawa się ze sobą. W efekcie powstaje wyższa belka z otworami w środniku.

Do analizy belek ażurowych posłużył darmowy program „ACB+" firmy Arcelor Mittal.

- strop o wymiarach 6,0 x 10,0 m

Geometria:

-górna belka:	IPE360
-dolna belka:	HEA300
- ciężar belki:	70,20kg/m
- wysokość belki:	387,6mm
- długość belki:	10,0m
- wysokość płyty żelbetowej na blasze profilowanej:	120,0mm

Tab. 1. Wyniki analizy plastycznej w stadium realizacji:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=308,90kNm	V_{Ed}=123,57kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=795,20kNm	$V_{pl,Rd}$=848,03kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,388	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,146

Tab. 2. Wyniki analizy plastycznej w stadium użytkowania:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=342,80kNm	V_{Ed}=137,34kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=377,10kNm	$V_{pl,Rd}$=848,03kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,909	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,162

- strop o wymiarach 7,0 x 13,0 m

Geometria:

-górna belka:	IPE450
-dolna belka:	HEA320
- ciężar belki:	84,69kg/m
- wysokość belki:	450,3mm
- długość belki:	13,0m
- wysokość płyty żelbetowej na blasze profilowanej:	120,0mm

Tab. 3. Wyniki analizy plastycznej w stadium realizacji:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=193,90kNm	V_{Ed}=59,66kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=1015,00kNm	$V_{pl,Rd}$=1075,18kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,191	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,055

Tab. 4. Wyniki analizy plastycznej w stadium użytkowania:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=460,79kNm	V_{Ed}=141,94kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=564,13kNm	$V_{pl,Rd}$=1075,18kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,817	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,132

- strop o wymiarach 8,0 x 15,0 m

Geometria:

-górna belka:	HEA400
-dolna belka:	HEB360
- ciężar belki:	129,26kg/m
- wysokość belki:	455,5mm
- długość belki:	15,0m
- wysokość płyty żelbetowej na blasze profilowanej:	120,0mm

Tab. 5. Wyniki analizy plastycznej w stadium realizacji:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=303,70kNm	V_{Ed}=80,98kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=1348,00kNm	$V_{pl,Rd}$=1402,29kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,225	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,058

Tab. 6. Wyniki analizy plastycznej w stadium użytkowania:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=702,81kNm	V_{Ed}=187,42kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=1171,00kNm	$V_{pl,Rd}$=1402,29kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,600	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,134

Strop z „dźwigarami kołkowymi”

Konstrukcja podciągu składa się z pasa dolnego i elementów pośrednich, które połączone są z płytą betonową za pomocą łączników.

Obliczenia podciągów wykonano metodą uproszczoną, która pomija sztywność giętną pasa dolnego, jednakże jest wystarczająco dokładna do celów praktycznych.

- strop o wymiarach 6,0 x 10,0 m

Geometria:

-pas dolny:	HEB240
-element pośredni:	IPN260
- ciężar HEB240:	83,20kg/m

- ciężar IPN260: 41,90kg/m
- wysokość belki: 500,0mm
- długość belki: 10,0m
- wysokość płyty żelbetowej na blasze profilowanej: 120,0mm

Tab. 7. Wyniki analizy plastycznej w stadium realizacji:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=91,875kNm
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=323,61kNm
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,284

Tab. 8. Wyniki analizy plastycznej w stadium użytkowania:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=810,00kNm	V_{Ed}=270,00kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=1415,59kNm	$V_{pl,Rd}$=496,80kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,572	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,543

- strop o wymiarach 7,0 x 13,0 m

Geometria:

-pas dolny: HEB300
-element pośredni: IPN300
- ciężar HEB300: 117,00kg/m
- ciężar IPN300: 54,20 /m
- wysokość belki: 600,0mm
- długość belki: 13,0m
- wysokość płyty żelbetowej na blasze profilowanej: 120,0mm

Tab. 9. Wyniki analizy plastycznej w stadium realizacji:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=177,45kNm
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=579,60kNm
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,306

Tab. 10. Wyniki analizy plastycznej w stadium użytkowania:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=1587,14kNm	V_{Ed}=406,96kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=2240,08kNm	$V_{pl,Rd}$=683,10kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,706	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,596

- strop o wymiarach 8,0 x 15,0 m

Geometria:

-pas dolny: HEB360
-element pośredni: IPN300
- ciężar HEB360: 142,00kg/m
- ciężar IPN300: 54,20 /m
- wysokość belki: 660,0mm
- długość belki: 15,0m
- wysokość płyty żelbetowej na blasze profilowanej: 120,0mm

Tab. 11. Wyniki analizy plastycznej w stadium realizacji:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=281,25kNm
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=828,60kNm
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,340

Tab. 12. Wyniki analizy plastycznej w stadium użytkowania:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=2458,08kNm	V_{Ed}=546,24kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=2726,50kNm	$V_{pl,Rd}$=931,50kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,902	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,586

Strop typu „slim-floor”

Konstrukcję tego stropu stanowią belki gorąco walcowane z dospawaną dolną stalową blachą, na której opiera się płyty kanałowe.

Obliczenia wykonano przy pomocy darmowego programu „AIFB” firmy Arcelor Mittal. Program ten służy do obliczania stropów „slim-floor” z zintegrowanymi belkami IFB.

Dla powyższych założeń zaprojektowano:

- strop o wymiarach 6,0 x 10,0 m

Geometria:

-belka:	IFB ½ HEA 500
-dolna blacha:	500x20
- ciężar belki:	157,53kg/m
- wysokość belki:	265,0mm
- długość belki:	6,0m
- wysokość płyty kanałowej:	250,0mm

Tab. 13. Wyniki analizy plastycznej:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=560,49kNm	V_{Ed}=373,66kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=619,28kNm	$V_{pl,Rd}$=676,59kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,905	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,552

- strop o wymiarach 7,0 x 13,0 m

Geometria:

-belka:	IFB ½ HEM 550
-dolna blacha:	506x30
- ciężar belki:	260,53kg/m
- wysokość belki:	316,0mm
- długość belki:	7,0m
- wysokość płyty kanałowej:	270,0mm

Tab. 14. Wyniki analizy plastycznej:

Siły wewnętrzne	M_{Ed}=1039,41kNm	V_{Ed}=593,95kN
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=1244,16kNm	$V_{pl,Rd}$=1263,83kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,835	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,470

- strop o wymiarach 8,0 x 15,0 m

Geometria:

-belka:	IFB ½ HEM 800
-dolna blacha:	503x30

- ciężar belki: 279,39kg/m
- wysokość belki: 437,0mm
- długość belki: 8,0m
- wysokość płyty kanałowej: 400,0mm

Tab. 15. Wyniki analizy plastycznej:

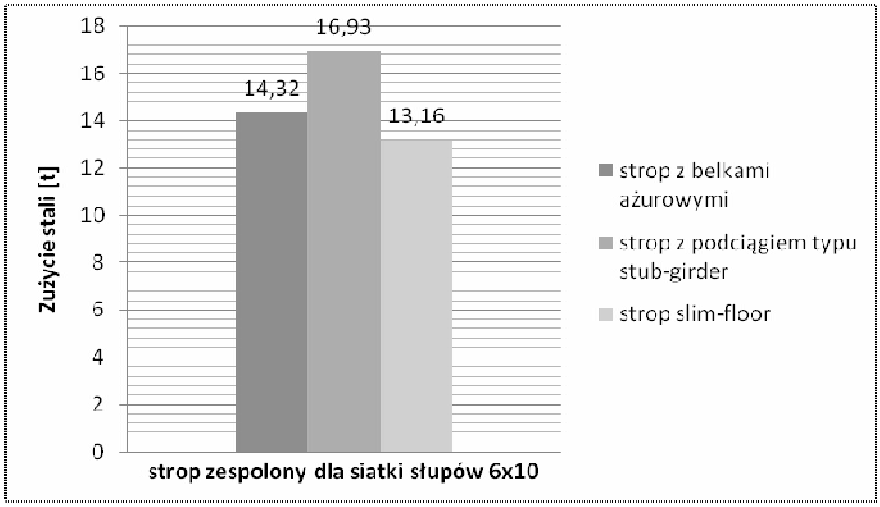
Siły wewnętrzne	M_{Ed}=1668,90kNm	V_{Ed}=834,45
Nośności:	$M_{pl,Rd}$=1841,71kNm	$V_{pl,Rd}$=1758,99kN
Sprawdzenie warunku:	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$=0,906	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$=0,474

4. WYNIKI ANALIZY

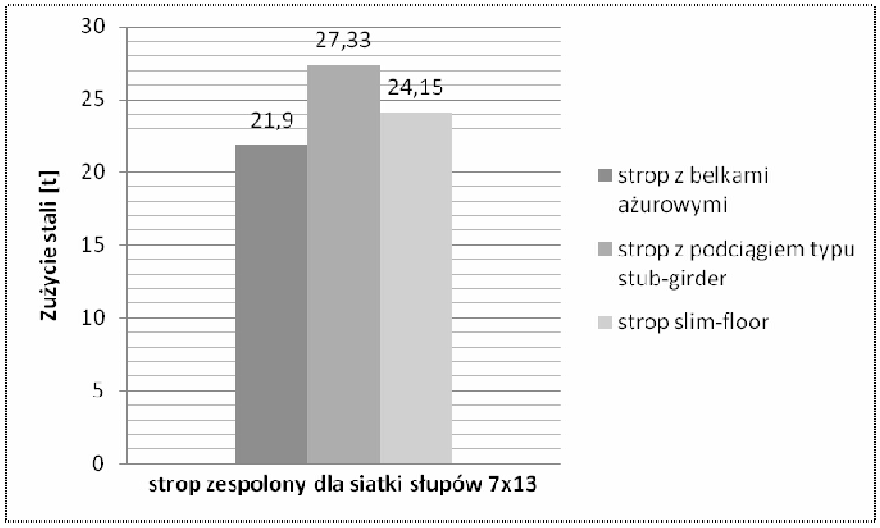
Na podstawie przeprowadzonych analiz obliczeniowych otrzymano następujące wyniki:

- zużycie stali dla trzech analizowanych rozwiązań konstrukcyjnych stropów zespolonych (rys.7),
- wysokość konstrukcji stropu dla trzech analizowanych rozwiązań konstrukcyjnych stropów zespolonych (rys. 8)

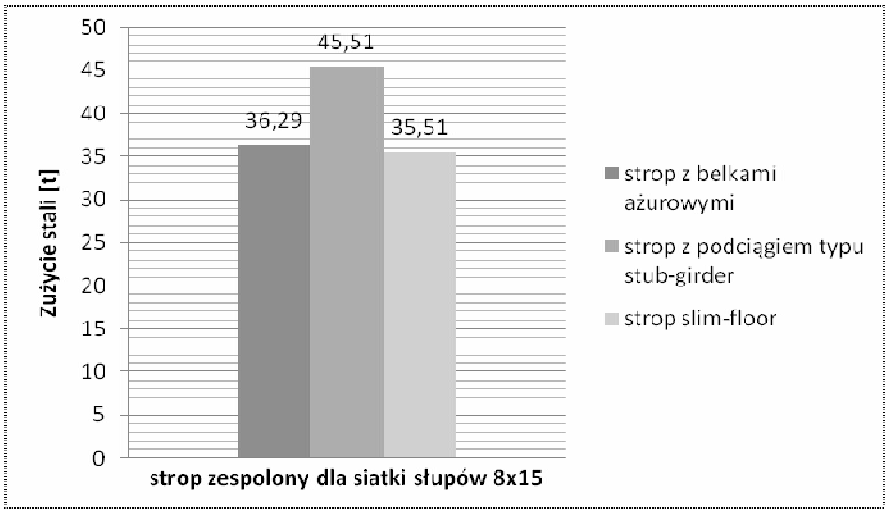
Zużycie stali



Rys. 7a



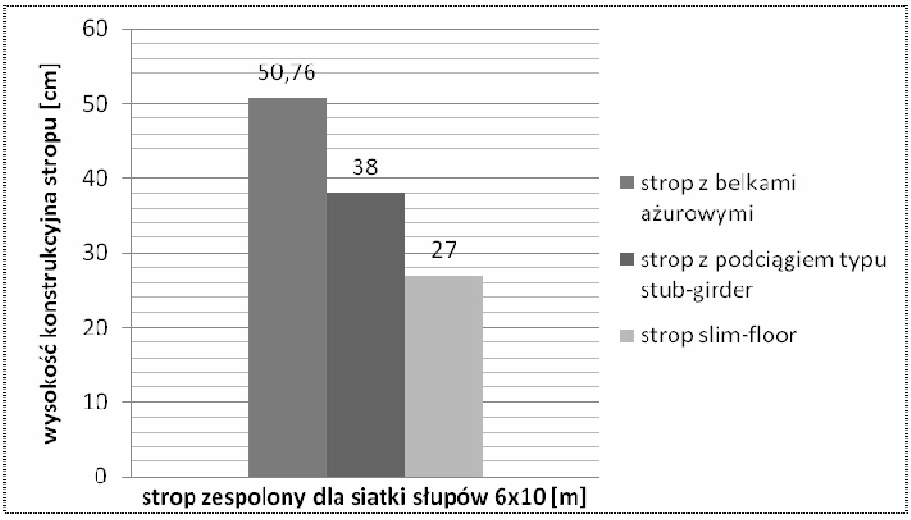
Rys. 7b



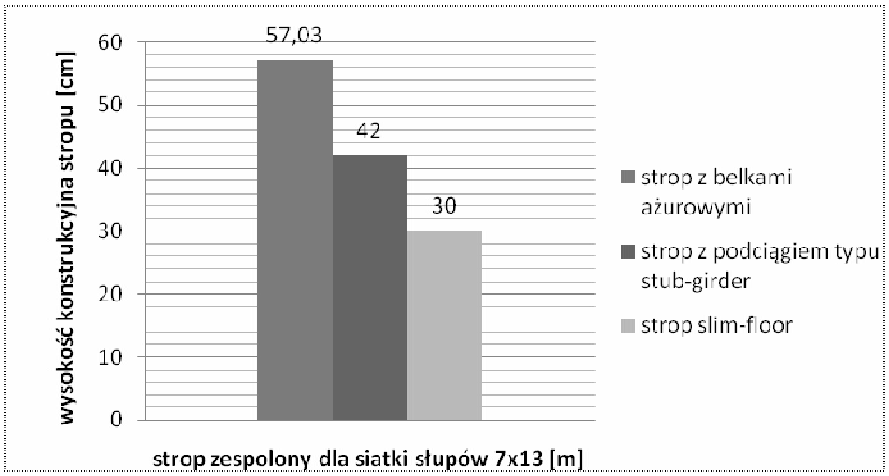
Rys. 7c

Z przeprowadzonych analiz wynika, że najmniejsze zużycie stali występuje w rozwiązaniu slim-floor. Jest ono tylko nieznacznie mniejsze od rozwiązania z belkami ażurowymi, a przy rozstawie 7 x 13 m nawet nieco większe. Zdecydowanie większe zużycie stali jest dla rozwiązania z podciągami kołkowymi. W rozwiązaniu tym pojawiają się natomiast inne zalety związane z ułatwionym montażem i brakiem skomplikowanych połączeń żeber z podciągami (żebra bezpośrednio opierają się na dolnej części podciągu). Należy podkreślić, że ażurowe podciągi (pierwsze analizowane rozwiązanie – rys.4) można zastąpić kratownicami bez pasa górnego. Rolę pasa górnego pełni wówczas płyta żelbetowa. Rozwiązanie to bywa stosowane z płytami prefabrykowanymi i wiąże się z dość skomplikowanym montażem (konieczność gęstego podpierania i łączenia kratownic z prefabrykowanymi płytami na śruby sprężające).

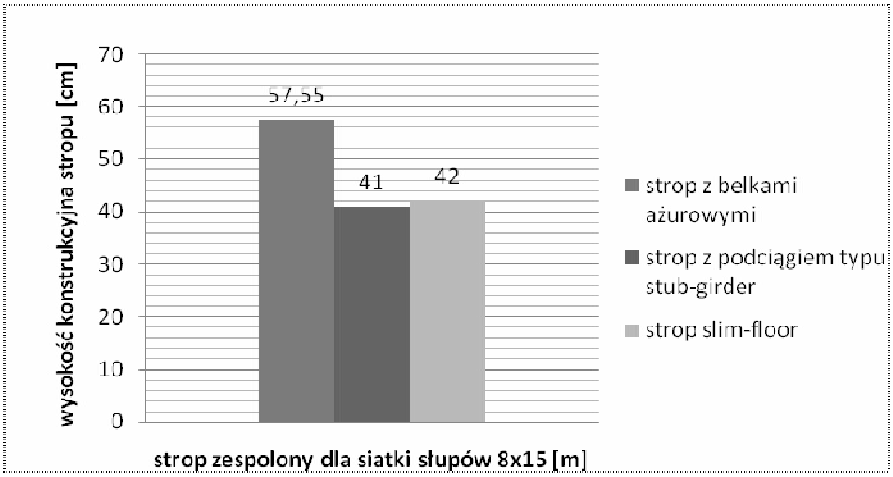
Wysokość konstrukcyjna stropu



Rys. 8a



Rys. 8b



Rys. 8c

W tej analizie okazało się że najmniejszą wysokość konstrukcyjna wykazał również strop o konstrukcji slim-floor. Zbliżonymi wartościami charakteryzował się strop o konstrukcji podciągu stub-girder. Z uwagi na konieczność prowadzenia instalacji ponad dolną częścią podciągu rzeczywista wysokość w ostatnim rozwiązaniu może być większa.

Biorąc pod uwagę wyniki przeprowadzonych analiz obliczeniowych oraz obie funkcje celu okazuje się, że najkorzystniejszym rozwiązaniem w konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych jest strop typu slim-floor. Dodatkowym argumentem przemawiającym za taką konstrukcją jest łatwość zapewnienia znacznie większej odporności ogniowej niż w pozostałych analizowanych rozwiązaniach.

5. PODSUMOWANIE

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że konstrukcje zespolone stalowo betonowe stanowią korzystną alternatywę dla tradycyjnych konstrukcji stalowych czy żelbetowych w zastosowaniu do obiektów szkieletowych (garaże i parkingi wielokondygnacyjne, magazyny, obiekty biurowo-administracyjne itp.).

Po szczegółowej analizie obliczeniowej stwierdzono, że uwzględniając zużycie stali i wysokość konstrukcyjną bardzo korzystnym rozwiązaniem są stropy typu slim-floor. Należy jednak zaznaczyć, że ostateczne rozwiązanie będzie zależało w konkretnym przypadku od wielu czynników (rodzaju i wielkości prowadzonych instalacji, obciążeń użytkowych i geometrii obiektu oraz wymaganej odporności ogniowej).

Literatura

[1] Merkblat 217, Verbundstützen aus einbetonierten Walzprofilen, Düsseldorf, Stahl–Information–Zentrum, 1997.
[2] Merkblat 267, Verbundträger im Hochbau. Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, Stahl–Information–Zentrum, 1980.
[3] Konstrukcje zespolone stalowo – betonowe przy zastosowaniu profili walcowanych, Arcelor Long Comercial.
[4] Konstrukcje zespolone stalowo – betonowe budynków, W. Kucharczuk, S.Labocha, Arkady, Warszawa, 2007.
[5] Belki zespolone stalowo – betonowe w konstrukcjach budowlanych, W. Kucharczuk, Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa, 2001.
[6] Prowadzenie instalacji w przestrzeni konstrukcyjnej zespolonych stropów stalowo-betonowych, W. Kucharczuk, Politechnika Częstochowska, Inżynieria i budownictwo, NR 11/2004.
[7] PN_EN 1994-1-1 „Eurokod 4: Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”
[8] PN_EN 1993-1-1 „Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków”

CRITERIA FOR THE CHOICE OF THE STRUCTURE IN SKELETAL BUILDINGS

Summary

Rush growth of buildings of the public utility, like shopping centers, office administration objects and communications infrastructure (stations and an airports), and associated with them and multilevel car parks caused some interest in composite steel-concrete structures.

In this paper the attention will be focus on some tied problems with designing buildings of the skeletal type on the example of multi-storey car parks concerning the selection of the type of the structure. Results of analyses will be presented computational consuming associated with the optimization, for which will be a function of the objective steel. Other parameters taken into account will stay in analysis as dimensions of diameters and the functionality of the structure resulting out of necessity of installing.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Lucjan ŚLĘCZKA
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Rzeszowska

KSZTAŁTOWANIE WĘZŁÓW RAM STALOWYCH NARAŻONYCH NA ODDZIAŁYWANIA SEJSMICZNE

1. WSTĘP

Zagadnienia projektowania konstrukcji podlegających wpływom sejsmicznym są w polskiej literaturze technicznej rzadko poruszane. Związane jest to z powszechnie panującym poglądem, że teren Polski nie podlega większym wpływom sejsmicznym. Stwierdzenie takie nie jest do końca prawdziwe – ocena ryzyka sejsmicznego dokonana w Europie środkowej [1] wskazuje, że na terenie Polski, wzdłuż południowej granicy, występuje pas o szerokości 50-100 km, który należy uznać za obszar o niskiej sejsmiczności, na którego obszarze wartość przyspieszenia odniesienia a_{gR} gruntu wynosi od 0,8 do 1,0 m/s^2.

Niezależnie jednak od dyskusji, czy w Polsce potrzebna jest sejsmiczna norma budowlana, czy też nie [2], wydaje się, że zagadnienia projektowania sejsmicznego powinny być w większym stopniu wprowadzane do zakresu kształcenia studentów na kierunku budownictwo. Związane jest to z globalizacją procesu kształcenia i podejmowania pracy (coraz większa liczba studentów obcokrajowców studiujących w Polsce, jak i coraz większa liczba polskich absolwentów studiów budowlanych podejmujących pracę za granicą) oraz z koniecznością przyswajania przez środowisko polskich inżynierów zasad projektowania konstrukcji na oddziaływania wyjątkowe, wymaganych przez normy europejskie [3]. Definiowana w nich odporność konstrukcji, jako „zdolność do stawienia oporu zdarzeniom takim jak pożar, eksplozje, uderzenie lub konsekwencje błędu ludzkiego, bez uszkodzenia w zakresie niewspółmiernym do pierwotnej przyczyny" jest przejawem identycznej, jak w projektowaniu sejsmicznym tendencji, gdzie wymaga się zapewnienia integralności konstrukcji przy oddziaływaniu sejsmicznym o określonej wielkości, jak i ograniczenia pojawienia się zniszczeń i ograniczeń w użytkowaniu obiektu, których koszt usunięcia byłby nieproporcjonalnie wysoki w stosunku do kosztu samej konstrukcji [4]. W wielu przypadkach rozwiązania projektowe opracowane dla konstrukcji narażonych na oddziaływania sejsmiczne, mogą być łatwo adaptowane do tych zagrożonych oddziaływaniami wyjątkowymi, takimi jak uderzenia lub wybuchy, zapewniając wysoki poziom „krzepkości" konstrukcji.

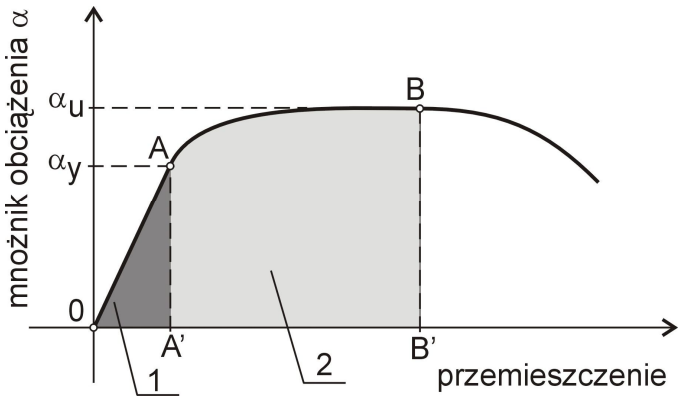
U podstaw właściwego projektowania konstrukcji narażonych na oddziaływania sejsmiczne leży właściwe ich ukształtowanie. Referat niniejszy przedstawia zasady kształtowania węzłów niestężonych ram stalowych, zdolnych do przejęcia kilkunastokrotnego cyklicznego wymuszenia poziomego wywołanego falą sejsmiczną.

2. KRYTERIA KSZTAŁTOWANIA I PROJEKTOWANIA WĘZŁÓW RAM

Podstawową zasadą projektowania stalowych konstrukcji budowlanych narażonych na wstrząsy sejsmiczne jest zapewnienie odpowiedniego rozpraszania energii wstrząsu, co w konstrukcjach stalowych może odbywać się przez sprężyste lub sprężysto-plastyczne odkształcenia.

Najbardziej efektywnym sposobem rozpraszania energii oddziaływania sejsmicznego jest utworzenie w konstrukcji tzw. stref dyssypacji energii, czyli obszarów w których odkształcenia plastyczne wystąpią wcześniej w stosunku do pozostałych elementów konstrukcyjnych. Odkształcenia takie mogą wystąpić, jeśli jest zagwarantowana ciągliwość elementów składowych konstrukcji, czyli elementów i połączeń. Ciągliwość jest zdolnością do plastycznego odkształcania, odbywającego się bez spadku nośności elementu lub połączenia.

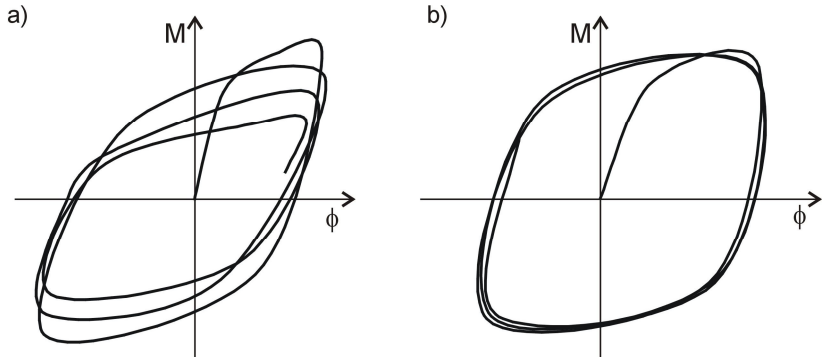
Wpływ ciągliwości elementów i połączeń, zwiększającej zdolność konstrukcji do rozpraszania energii wstrząsów, zilustrowano na rysunku 1. Ilość rozpraszanej energii jest pracą wykonaną przez siły obciążające na przemieszczeniach wywołanych odkształceniami od działania tych sił. Im większa jest zdolność konstrukcji do plastycznego odkształcania się bez spadku nośności, tym większa jest jej zdolność do rozpraszania energii. Można zauważyć, że zdolność do rozpraszania energii konstrukcji pracującej tylko w zakresie sprężystym jest stosunkowo niewielka w porównaniu do konstrukcji pracującej w zakresie sprężysto - plastycznym (por. pole figury 0-A-A’ z polem figury 0-B-B’ na rys. 1). Im dłuższy jest poziomy odcinek ścieżki równowagi siła – przemieszczenie, tym konstrukcja jest bardziej ciągliwa i tym samym ma większą zdolność pochłaniania energii.



Rys. 1. Różnice w ilości rozpraszanej energii w elementach i połączeniach; 1 - zakres sprężysty, 2 - zakres plastyczny

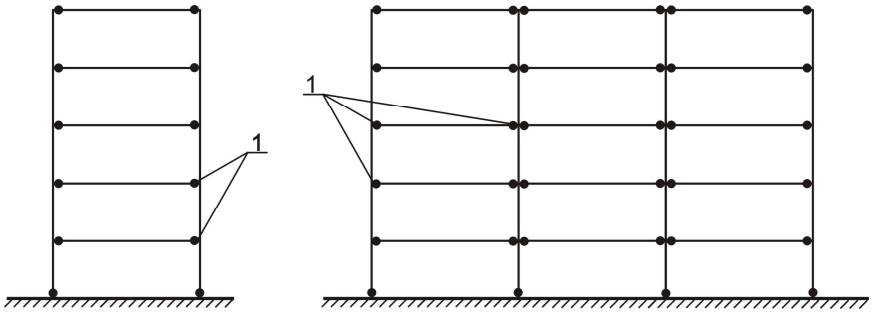
Ponieważ oddziaływania sejsmiczne mają charakter zmienny, więc zdolność do sprężysto-plastycznego zachowania należy utrzymać przez pewną liczbę cykli obciążeń (od kilkunastu do kilkudziesięciu cykli). Nie wszystkie rodzaje elementów konstrukcyjnych i połączeń mają zdolność do ciągliwego odkształcania się w warunkach obciążeń cyklicznie zmiennych. W niektórych typach elementów konstrukcyjnych lub połączeń działanie cyklicznego obciążenia zmiennego, przy przekraczaniu granicy plastyczności materiału, powoduje stały, z każdym cyklem obciążenia, proces degradacji nośności, sztywności oraz zdolności do rozpraszania energii (rys. 2a). Tylko niektóre fragmenty konstrukcji i połączeń osiągają reproduktywną (czyli przebiegającą w ten sam sposób pod kolejnymi cyklami obciążenia) pętlę histerezy (rys. 2.b), gwarantującą niezawodność elementu czy połączenia.

Następująca z każdym cyklem obciążenia degradacja nośności i sztywności związana jest najczęściej z pojawiającymi się zjawiskami niestateczności miejscowej i ogólnej.



Rys. 2. Zależność M-ϕ elementu obciążonego cyklicznie; a) nie podlegająca stabilizacji, b) reprodukcyjna

Z uwagi na charakter wymuszenia sejsmicznego, gdzie dominującą składową drgań jest składowa pozioma, największe momenty zginające w ramach niestężonych powstają w połączeniach rygli ze słupami oraz w podstawach słupów. W tych też miejscach należy rozpatrywać możliwość powstania stref dyssypacji energii, (rys. 3).



Rys. 3. Ramy z węzłami sztywnymi – strefy dyssypacji energii; 1- przeguby plastyczne

W związku z występowaniem największych momentów zginających w ramach tuż obok węzłów stosuje się dwie strategie projektowania połączeń rygli ze słupami.

Pierwsza z nich zakłada, że strefy dyssypacji energii obejmować będą tylko rygiel w pobliżu węzła, zaś sam węzeł będzie zaprojektowany z odpowiednim zapasem nośności w stosunku do nośności rygla. Odpowiedni poziom „nadwytrzymałości" węzła, w stosunku do nośności schodzących się w nim prętów, zapewnia sprężysty charakter jego pracy. Umożliwia to uniknięcie zjawisk cyklicznej plastyczności w połączeniu i tym samym wyeliminowanie zmęczenia niskocyklowego jako formy zniszczenia.

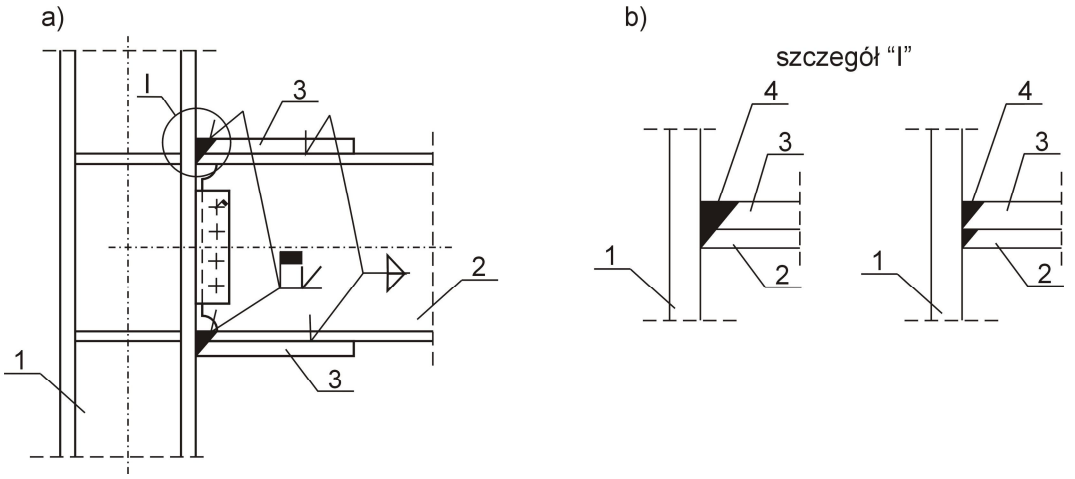
Drugim podejściem jest dopuszczenie do powstawania odkształceń plastycznych (stref dyssypacji) zarówno w końcówce rygla, jak i w samym węźle. Dodatkowa strefa rozpraszania energii występująca w węźle znacząco zwiększa możliwość przejmowania przez konstrukcję energii wstrząsu sejsmicznego. W tym przypadku konieczna jest jednak ścisła kontrola stref węzła podlegających uplastycznianiu, tak aby zagwarantować reprodukcyjność powstających pętli histerezy według rysunku 2b.

Pierwsze podejście opiera się na projektowaniu węzłów wzmocnionych lub tzw. osłabionych, drugie zaś to projektowanie węzłów podatnych.

3. WĘZŁY WZMOCNIONE

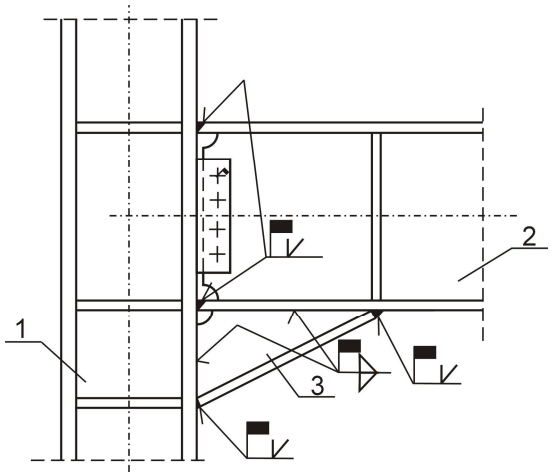
Projektowanie węzłów wzmocnionych polega na takim rozbudowaniu węzła, aby jego nośność przy zginaniu znacząco przewyższała nośność przylegającego do węzła rygla. Stosuje się rozmaite metody rozbudowania nośności węzła, które zwykle polegają na zwiększeniu wskaźnika wytrzymałości na zginanie końcówki rygla dołączanej do słupa.

Jedną z bardziej popularnych metod wzmacniania połączeń jest dodawanie nakładek stopek rygli (rys. 4). Nakładki są łączone do stopek za pomocą spoin pachwinowych, a ich kształt pozwala na wykonywanie spawania w pozycji podolnej. Zarówno stopki, jak i nakładki powinny być przyłączone do słupa za pomocą spoin czołowych o pełnym przetopie (rys. 4) [5], [6], [7].



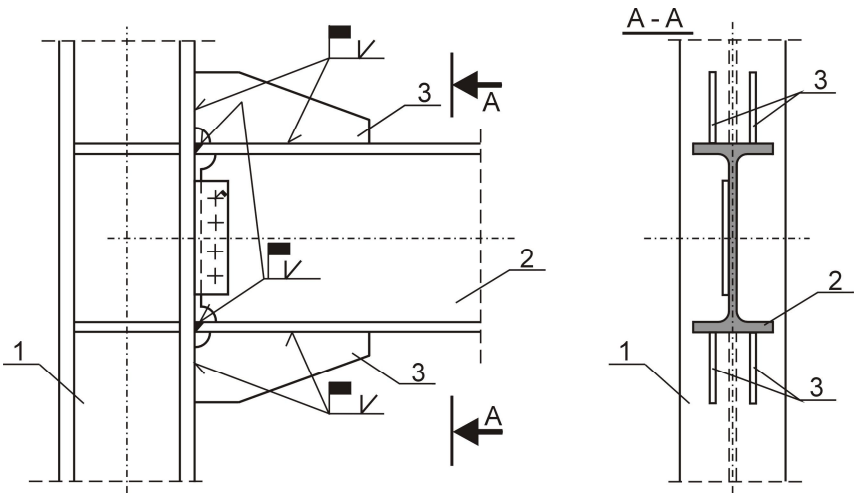
Rys. 4. Połączenie wzmocnione nakładkami; a) widok ogólny, b) szczegóły wykonania spoin czołowych; 1- słup, 2- belka, 3- nakładka, 4- spoina [5]

Inną metodą projektowania połączeń wzmocnionych jest kształtowanie w nich skosów (rys. 5) [8].



Rys. 5. Połączenie spawane ze skosem; 1- słup, 2- belka, 3- skos [8]

Połączenia wzmocnione nakładkami i połączenia ze skosem są najbardziej technologiczne, lecz czasami są stosowane inne formy wzmacniania, np. w postaci dodatkowych żeber pionowych, (rys. 6).



Rys. 6. Połączenie wzmocnione żeberkami łączonymi do stopek belek; 1- słup, 2- belka, 3- żebro pionowe

Strefami dyssypacji w przypadku połączeń wzmocnionych są przeguby plastyczne powstające w ryglach, w odległości około $h/3$ od końca wzmocnienia, gdzie h jest wysokością belki. Takie przeguby plastyczne oraz środnik podlegający ścinaniu są jednymi z najlepszych stref dyssypacji energii, gwarantującymi zarówno znaczną wielkość jej rozpraszania, jak i reprodukty wność pętli histerezy, według rys. 2b.

Drugą zaletą połączeń wzmocnionych jest znaczne zmniejszenie naprężeń w połączeniu spawanym rygla ze słupem. Miejsca takie z racji geometrycznej konfiguracji spoiny (spoina czołowa o pełnym przetopie, elementy o dużej grubości, spawanie na podkładce) są narażone na kruche pękanie. Zmniejszenie naprężeń wywołane wzmocnieniem, jak i odpowiednie wykonawstwo takich spoin zmniejsza to zagrożenie.

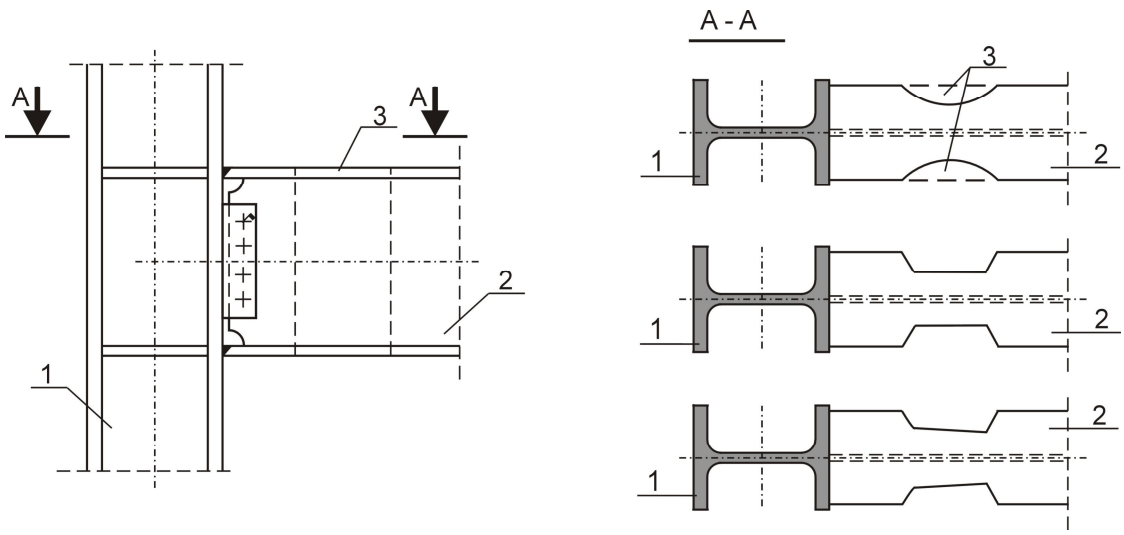
4. WĘZŁY OSŁABIONE

Innym sposobem projektowania, gwarantującym uzyskanie odpowiednio większej nośności węzła w stosunku do nośności belki i tym samym niedopuszczenie do powstania stref dyssypacji energii w węźle, jest zastosowanie połączeń osłabionych.

Osłabieniu podlega tak naprawdę nie połączenie, lecz fragment belki w bezpośredniej bliskości styku belki ze słupem (rys. 7), przez wycięcie fragmentów stopek. Wycięcie może mieć kształt półokrągły lub łamany. Może być także stosowane wiercenie otworów w stopkach belek.

Przy osłabieniu belki w kształcie łukowym początek przekroju osłabionego zaczyna się w odległości $(0{,}5\div0{,}75)b_f$ od lica słupa, odcinek belki na której występuje osłabienie ma wymiar $(0{,}65\div0{,}85)h_b$, gdzie b_f i h_b są odpowiednio szerokością stopki i wysokością belki. Osłabienie przekroju stopek sięga 40÷50% ich przekroju początkowego, co powoduje, że największe naprężenia w spoinach łączących belkę ze słupem osiągają stosunkowo niewielkie wartości, gdyż osłabiona cześć belki osiąga wcześniej nośność przegubu plastycznego i ona staje się strefą dyssypacji energii [8], [9] i [10].

Szczegóły wykonania połączenia belki ze słupem są podobne jak w połączeniach spawanych bez osłabienia, co będzie omówione w dalszej części tekstu.



Rys. 7. Połączenie osłabione; 1- słup, 2- belka, 3- osłabiony fragment belki [8], [9]

5. WĘZŁY PÓŁSZTYWNE

Obszarami dyssypacji energii wstrząsu sejsmicznego mogą być także węzły konstrukcyjne. Jeśli nośność węzła na zginanie jest mniejsza lub porównywalna z nośnością giętną belki, wówczas niektóre fragmenty połączenia mogą doznawać znacznych odkształceń plastycznych, stając się obszarem dyssypacji i wpływając na całkowite zachowanie się konstrukcji.

Warunkiem skutecznego rozpraszania energii w połączeniu jest znaczna jego nośność i zdolność do tworzenia powtarzalnych pętli histerezy obciążeniowej M-ϕ pod wpływem obciążeń cyklicznie zmiennych. To, czy jest możliwe powstanie reproduktywnej pętli histerezy obciążeniowej M-ϕ jest uzależnione od rodzaju części podstawowych podlegających uplastycznianiu. W ramach podejścia składnikowego rozróżnienie takie może zostać dokonane według tablicy 1 [11]. Podaje ona, które składniki połączenia są zdolne do tworzenia reproduktywnych pętli histerezy według rys. 2b. Tablica pokazuje, że kruche formy zniszczenia wywołane np. ścinaniem czy rozciąganiem śrub lub zerwaniem spoiny, jak i zjawiska lokalnej utraty stateczności wpływają na powstanie niedyssypacyjnego mechanizmu zniszczenia, charakteryzowanego kształtem pętli histerezy pokazanym na rys. 2a.

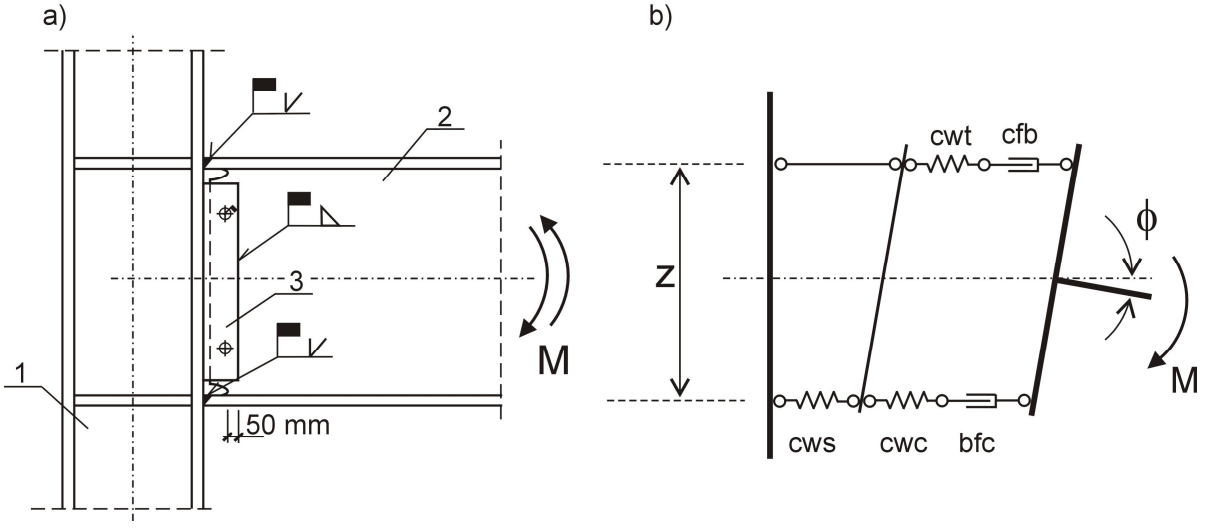
Stabilność i reproduktywność pętli histerezy powinna być zapewniona przez odpowiednie zaprojektowanie połączenia, tzn. takie jego ukształtowanie, aby plastycznemu odkształcaniu podlegały (i tym samym decydowały o nośności) te fragmenty połączenia, które posiadają wysoką zdolność do absorbowania i dyssypowania energii. Składniki charakteryzujące się brakiem zdolności do rozpraszania energii w przypadku połączeń w strefach aktywnych sejsmicznie muszą być zaprojektowane z odpowiednim zapasem nośności (z tzw. „nadwytrzymałością"), w stosunku do innych, zdolnych do plastycznego rozpraszania energii składników.

Na rys. 8a pokazano **połączenie spawane rygla ze słupem**, w którym proces spawania odbywa się w warunkach montażu. W połączeniach takich pasy belek mocowane są do słupa spoinami czołowymi o pełnym przetopie, wykonywanymi na podkładkach. Podkładki po ułożeniu spoiny powinny być usunięte lub powinna zostać ułożona na nich spoina pachwinowa, łącząca je od dołu do ścianki słupa, o grubości nie mniejszej niż 8 mm. Zabezpiecza ona spoinę przed pękaniem inicjowanym od szczeliny występującej między

bokiem podkładki a ścianka słupa. Środnik belki jest mocowany do przykładki z blachy spoinami pachwinowymi. Przykładka ma najczęściej dwa otwory na śruby montażowe ułatwiające ułożenie rygla w warunkach montażu. Grubość przykładki powinna być taka sama jak środnika belki, jej szerokość zaś powinna pozwolić na utworzenie zakładki zachodzącej na środnik belki co najmniej 50 mm poza brzeg wycięcia dostępowego do wykonania spoin (rys 8a).

Tablica 1. Zdolność części podstawowych połączeń do rozpraszania energii

Część podstawowa		Rozpraszanie energii	Brak rozpraszania
1	Środnik słupa poddany ścinaniu	x	
2	Środnik słupa poddany ściskaniu: - bez utraty stateczności miejscowej - z utratą stateczności miejscowej	x	x
3	Środnik słupa poddany rozciąganiu	x	
4	Stopki słupa poddane zginaniu: - połączenie spawane - połączenie śrubowe	x	x
5	Blacha czołowa zginana	x	
6	Nakładka stopki z kątownika przy zginaniu - bez utraty stateczności miejscowej - z utratą stateczności miejscowej	x	x
7	Środnik belki rozciągany	x	
8	Blachy rozciągane	x	
9	Blachy ściskane - bez utraty stateczności miejscowej - z utratą stateczności miejscowej	x	x
10	Śruba poddana rozciąganiu		x
11	Śruba poddana ścinaniu		x
12	Śruby podlegające dociskowi do ścianki otworu	x	



Rys. 8. Spawane połączenie rygla ze słupem; a) schemat: 1- słup, 2-belka, 3- przykładka środnika; b) model mechaniczny

Rysunek 8b pokazuje model mechaniczny tego węzła, z wyróżnieniem części podstawowych, których sztywność i nośność może zostać określona za pomocą PN-EN 1993-1-8 [12]. Można w nim wyróżnić następujące części podstawowe: ścinany panel środnika słupa (cws), środnik słupa przy poprzecznym ściskaniu (cwc), środnik słupa przy poprzecznym rozciąganiu (cwt), pas słupa zginany (cfb) oraz pas belki w strefie ściskania (bfc). Trzy pierwsze składniki wpływają zarówno na sztywność, jak i nośność, zaś dwa ostatnie tylko na nośność.

Właściwe ukształtowanie omówione wyżej wywołuje następujące skutki:

- w modelu mechanicznym znika pas słupa zginany (cfb) jako część podstawowa (pas słupa jest obustronnie podparty i nie podlega zginaniu),
- właściwe dobranie pola przekroju żeber zwiększa nośność środnika słupa poddanego ściskaniu (cwc), oraz środnika słupa poddanego rozciąganiu (cwt) tak, że stają się one niemiarodajne do wymiarowania i wywarcia wpływu na zachowanie węzła,
- istnienie spoin czołowych o pełnym przetopie, powoduje, że pas belki w strefie ściskania (bfc) ma także nośność niemiarodajną do wymiarowania węzła.

Jak widać jedynym składnikiem decydującym o nośności i ciągliwości staje się ścinany panel środnika słupa (cws). Ma on wysoką zdolność do tworzenia powtarzalnych pętli histerezy (por. tablica 1) i w przypadku projektowania węzłów z występująca w nich strefą dyssypacji, jest najczęściej wykorzystywaną w tym celu częścią podstawową [13].

Właściwe (czyli ciągliwe) zachowanie połączeń spawanych jest zależne od odpowiedniego ukształtowania wycięć dostępowych do ułożenia spoin łączących pasy belki [14]. Ich geometria i wymiary wpływają na wielkość spiętrzenia naprężeń i pojawiających się odkształceń plastycznych. Istotnym elementem w kształtowaniu takich połączeń jest także eliminowanie inicjatora pęknięć, jakim jest podkładka pozostawiana pod spoiną czołową.

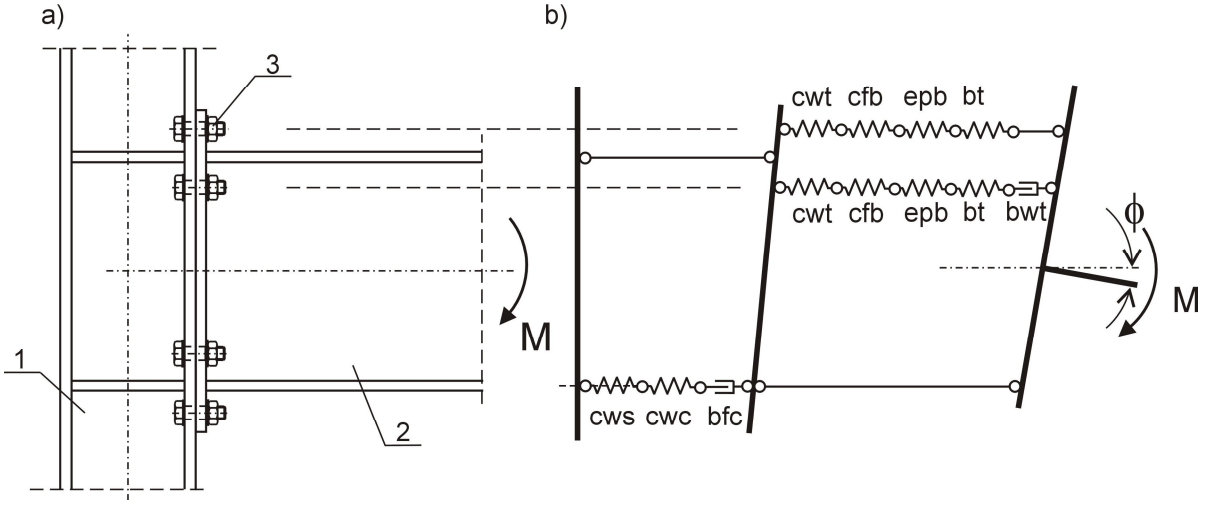
Zauważyć należy, że o odpowiedzi węzła przedstawionego na rys. 8 na wymuszenie cykliczne decyduje ścinany panel środnika niezależnie od zwrotu momentu zginającego działającego na połączenie (moment dodatni czy ujemny). Model niezawodnościowy takiego węzła jest układem szeregowym, w którym o nośności i reproduktywnosci pętli histerezy decyduje składnik o najmniejszej nośności, czyli w przypadku właściwego ukształtowania, jak opisano to poprzednio, jest to ścinany panel środnika (cws).

Przykład rozwiązania połączenia rygla ze słupem wykonanego jako **śrubowe doczołowe** pokazano na rysunku 9a. Jest to połączenie z blachą wystającą, konstruowane symetrycznie względem osi poziomej belki z uwagi na cykliczną zmienność oddziaływań sejsmicznych. Spoiny łączące stopki belek z blachą są spoinami czołowymi o pełnym przetopie bez wycięć dostępowych. Środnik jest łączony do blachy czołowej spoinami pachwinowymi lub spoiną czołową o pełnym przetopie. W stykach tych należy używać śrub wysokiej wytrzymałości, o średnicach nie większych od 24÷36 mm. Wystająca poza belkę cześć blachy czołowej może być usztywniona za pomocą pionowego żebra.

Na rys. 9b pokazano model mechaniczny takiego węzła. Jak widać jest on dalece bardziej skomplikowany w porównaniu do węzła spawanego według rys. 8. Nośność węzła śrubowego i jego ciągliwość uzależniona jest od nośności wielu części podstawowych, podobnie jak w węzłach spawanych, takich jak ścinany panel środnika słupa (cws), środnik słupa przy poprzecznym ściskaniu (cwc) oraz pas belki w strefie ściskania (bfc). Dodatkowo swój wpływ wywierają środnik słupa przy poprzecznym rozciąganiu (cwt), pas słupa zginany (cfb), blacha czołowa przy zginaniu (epb), śruby rozciągane (bt) oraz środnik rygla rozciągany (bwt).

Model niezawodnościowy takiego węzła jest mieszany, szeregowo-równoległy i o odpowiedzi węzła na wymuszenie mogą decydować zupełnie inne części podstawowe, w zależności od zwrotu momentu zginającego (inna część podstawowa w przypadku półcyklu momentu o zwrocie dodatnim, inna w przypadku półcyklu momentu o zwrocie ujemnym).

Może następować też zmiana części podstawowej decydującej o zachowaniu się połączenia w trakcie kolejnych cykli obciążeń. Cześć podstawowa decydująca o nośności w początkowej fazie obciążenia w miarę cyklicznego uplastyczniania się może ulec wzmocnieniu i wówczas rolę „najsłabszego ogniwa" może przejąć zupełnie inna część podstawowa.



Rys. 9. Połączenie śrubowe doczołowe a) schemat; 1- słup, 2-belka, 3- śruby, b) model mechaniczny

Jedną z właściwych form kształtowania takiego węzła jest zaprojektowanie go w taki sposób, aby jego nośność przekraczała nośność plastyczną belki na zginanie, co powoduje, że strefa odkształceń plastycznych pojawia się w końcowej części belki. Ten sposób projektowania zapewnia również znaczną sztywność połączenia. Jest to jednak możliwe w przypadku stosunkowo niewysokich belek.

Jeśli połączenia takie są zaprojektowane o niepełnej nośności, wówczas forma zniszczenia pod obciążeniem cyklicznym uzależniona jest od składnika decydującego o nośności węzła. W zależności od ukształtowania węzła, gdy o nośności i ciągliwości decydować będzie część podstawowa nie zapewniająca rozpraszania energii, wówczas zachowanie całego połączenia będzie niewłaściwe z punktu widzenia dyssypacji energii wstrząsu sejsmicznego. W szczególności, gdy stosunek nośności i sztywności osiowej śrub do nośności i sztywności giętnej blachy czołowej będzie źle dobrany, może rozwijać się uplastycznienie śrub, powodując stopniową degradację nośności i charakterystyczne dla połączeń śrubowych zawężenie pętli histerezy (tzw. pinching).

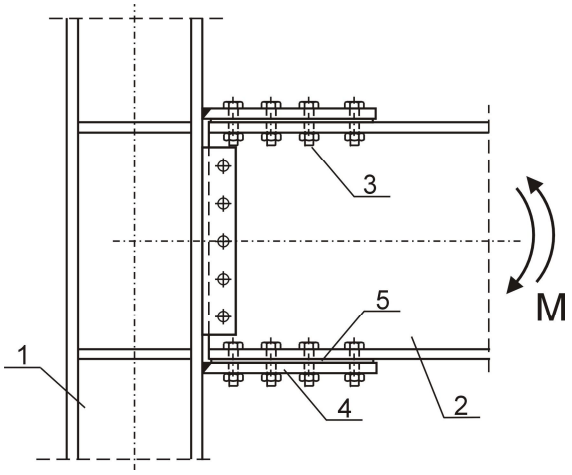
Jeśli zaś o nośności i ciągliwości decydować będzie część podstawowa zapewniająca właściwe rozpraszanie energii i reproduktywnośc pętli histerezy, wówczas zachowanie całego węzła będzie właściwe. W przypadku dopuszczenia do rozpraszania energii w węźle pożądanymi strefami odkształceń plastycznych są panel środnika słupa i zginana lokalnie blacha czołowa. Dopuszcza się również uplastycznienie belki w obszarze styku z blachą czołową. W badaniach [15]÷[17] stwierdzono duży udział ścianki środnika słupa w zagwarantowaniu zdolności połączeń do obrotu, nawet w tych o niepełnej nośności.

Połączenia śrubowe z nakładkami z blach, (rys. 10), nie są stosowane tak często jak połączenia doczołowe, toteż liczba ich badań w warunkach obciążenia cyklicznego jest mniejsza. Nakładki łączone są do słupa spoinami czołowymi, warsztatowymi lub montażowymi, o pełnym przetopie. Jeśli są to spoiny jednostronne wykonywane na podkładkach, należy po spawaniu je usunąć lub wzmocnić. Pomimo stosowania sprężonych śrub wysokiej wytrzymałości, ich nośność powinna być wyznaczana z warunku docisku,

a nośność śruby na ścinanie nie powinna być miarodajna do wymiarowania. Pomiędzy nakładkami stopek a belką mogą występować przekładki.

Częściami podstawowymi, w których zaleca się tworzenie stref dyssypacji są panel środnika słupa, rozciągane nakładki oraz przekrój belki tuż obok nakładek. Największa ciągliwość jest uzyskiwana przez równoczesne występowanie dwu różnych stref plastycznych (np. uplastycznienie panelu środnika i uplastycznienie przekroju belek). Najczęstszymi formami zniszczenia takich połączeń jest rozerwanie belki lub nakładek w przekroju osłabionym otworami, lub pęknięcie spoin czołowych mocujących nakładki do słupa.

Na kształt pętli histerezy połączenia pod obciążeniem cyklicznym wpływa poślizg pomiędzy nakładkami a półkami belki, który narasta w miarę występowania owalizacji otworów na śruby, prowadząc do zacieśniania się pętli histerezy (tzw. pinching) [18], [19].



Rys. 10. Połączenia śrubowe z nakładkami z blach; 1- słup, 2-belka, 3- śruby, 4- nakładki, 5- przekładki z blach (w razie potrzeby)

6. PODSUMOWANIE

W przypadku projektowania konstrukcji narażonych na oddziaływania sejsmiczne, węzły występujące w konstrukcji mogą spełniać bardzo istotną rolę, wpływając na ogólne zachowanie się konstrukcji.

W szczególności sposób zaprojektowania węzłów wpływa na lokalizację stref dyssypacji energii wstrząsu sejsmicznego powstających w konstrukcji. Projektowanie węzłów wzmocnionych bądź osłabionych tworzy strefy dyssypacji w końcówkach rygli. Projektowanie zaś węzłów półsztywnych, o niepełnej nośności, umożliwia powstawanie stref dyssypacji również w węźle. W takim przypadku bardzo istotne jest takie zaprojektowanie węzła, aby o nośności i ciągliwości węzła decydowała ta część podstawowa, która jest ciągliwa i zdolna do rozpraszania energii w warunkach obciążenia cyklicznie zmiennego. Taki proces projektowania ułatwia tzw. metoda składnikowa, w której wyróżnia się części podstawowe połączeń według wskazań normy PN-EN 1993-1-8 [12] i zestawia się je w modele mechaniczne połączeń. Modele takie ułatwiają analizę połączenia i wybranie części podstawowej odpowiedzialnej za nośność i ciągliwość. Kształtowanie węzłów w ramach niestężonych polega na zaprojektowaniu części podstawowych połączenia, które nie mają odpowiedniej ciągliwości, z odpowiednim nadmiarem nośności (tzw. nadwytrzymałością).

W wielu przypadkach, wobec trudności takich analiz, adekwatność takiego projektowania powinna być sprawdzona za pomocą badań doświadczalnych [4].

Literatura

[1] Grünthal G., et al: Seismic Hazard Assessment for Central, North and Northwest Europe: GSHAP Region 3. http://www.seismo.ethz.ch/gshap/ceurope/report.html
[2] Zembaty Z., Wiejacz P.: Czy w Polsce potrzebna jest sejsmiczna norma budowlana?. Czasopismo Techniczne, z. 2-B/2007.
[3] PN-EN 1991-7 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje - Część 1:7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe.
[4] PN-EN 1998-1 Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym - Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków.
[5] Engelhardt M.D., Sabol T.A.: Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations - Engineering Structures, Vol.20, No. 4-6, 1998.
[6] Kim T., Whittaker S., Gilani A.S., Bertero V.V., Takhirov S.M.: Cover-Plate and Flange-Plate Steel Moment resisting connections - Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No.4, April 2002.
[7] Kim T., Whittaker S., Gilani A.S., Bertero V.V., Takhirov S.M.: Experimental Evaluation of Plate-Reinforced Steel Moment Steel Moment-Resisting Connections - Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No.4, April 2002.
[8] Federal Emergency Management Agency - FEMA-355D: State of the Art Report on Connection Performance. September 2000.
[9] Plumier A.: General report on local ductility - Journal of Constructional Steel Research 55 (2000).
[10] Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. ANSI/AISC 358-05 An American National Standard. American Institute of Steel Construction, Inc., 2005.
[11] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: Structural steel semirigid connections. Theory, Design and Software. *CRC Press*, 2000.
[12] PN-EN 1993-1-8: 2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-8: Projektowanie węzłów.
[13] Engelhard M.D., Hussain A.S.: Cyclic-Loading Performance of Welded Flange – Bolted Web Connections - Journal of Structural Engineering. ASCE., vol.119, no.12, December 1993.
[14] Lu L-W., Ricles J.M., Mao Ch., Fisher J. W.: Critical issues in achieving ductile behaviour of welded moment connections - Journal of Constructional Steel Research 55 (2000).
[15] Tsai K-Ch., Popov E.P.: Cyclic Behavior of End-Plate Moment Connections - Journal of Structural Engineering. Vol. 118, No.11, Nov., 1990.
[16] Summer E., Murray T.: Behavior of Extended End-Plate Moment Connection Subject to Cyclic Loading - Journal of Structural Engineering. Vol. 128, No.4, April, 2002.
[17] Adey B.T., Grondin G.Y., Cheng J.J.R.: Cyclic loading of end plate moment connections - Canadian Journal of Civil Engineering; Ottawa; 27(4) 2000.
[18] Federal Emergency Management Agency - FEMA-355D. State of the Art Report on Connection Performance. September 2000.
[19] Schneider S. P., Teeraparbwong I.: Inelastic Behavior of Bolted Flange Plate Connections - Journal of Structural Engineering. Vol. 128, No.4, April, 2002.

FORMING OF JOINTS IN MOMENT RESISTING STEEL FRAMES SUBJECTED TO SEISMIC ACTIONS

Summary

Seismic resistant steel structures are usually designed to allow for the dissipation of the seismic energy input in specially selected zones of structures. In moment resisting steel frames subjected to seismic actions, beam to column connections can play an important role, influencing the localization of dissipative zones. Designing of reinforced moment-resisting connections or reduced beam sections moment connections creates dissipative zones in the ends of the beams. Designing of semi-rigid, partial-strength joints permits to create of dissipative zones also in the connections. In this case the cyclic behaviour of beam-to-column connections is affected by the type of components engaged in the plastic range. The proper choice of the dissipative component and suitable detailing of the connection are key elements of seismic design.

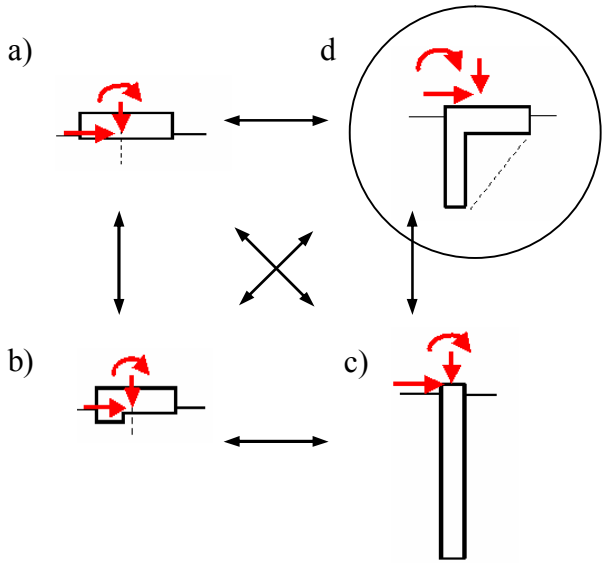
ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Krzysztof TROJNAR
Politechnika Rzeszowska

FUNDAMENTY HYBRYDOWE W BUDOWNICTWIE KOMUNIKACYJNYM

1. KONCEPCJA FUNDAMENTU HYBRYDOWEGO

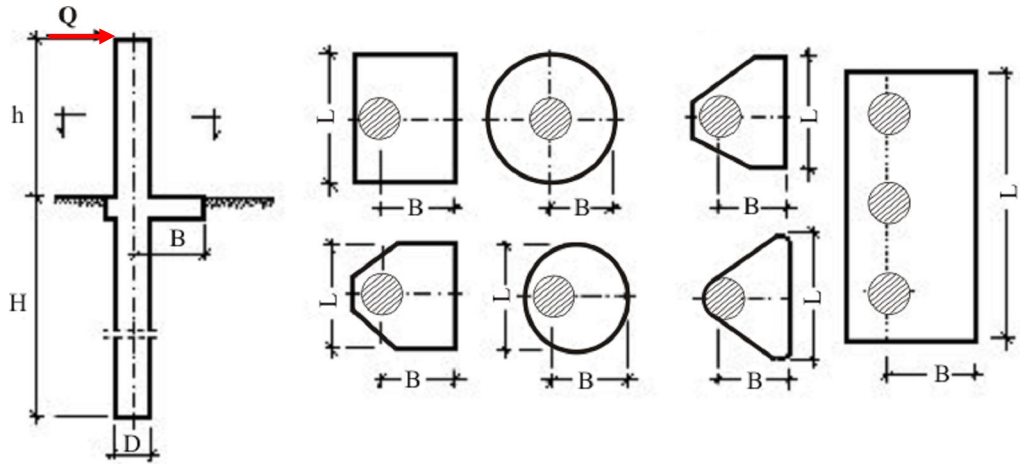
Przy projektowaniu budowli komunikacyjnych obciążonych znacznymi siłami poziomymi, np. ścian oporowych lub przyczółków mostowych, duże znaczenie ma zapewnienie efektywnej współpracy fundamentu z podłożem gruntowym. Na rysunku 1 pokazano różne rodzaje fundamentów stosowanych do przeniesienia obciążeń bocznych w podłoże gruntowe: bezpośredni, bezpośredni z ostrogą w podstawie oraz palowy. Fundament pokazany na rys. 1d jest propozycją autora, i stanowi komplementarne uzupełnienie znanych rodzajów fundamentów o fundament hybrydowy, dostosowany do efektywnego przenoszenia obciążeń w podłoże [1].



Rys. 1. Komplementarne podejście do kształtowania fundamentów:
a) fundament bezpośredni, b) fundament bezpośredni z ostrogą, c) pal fundamentowy,
d) fundament hybrydowy

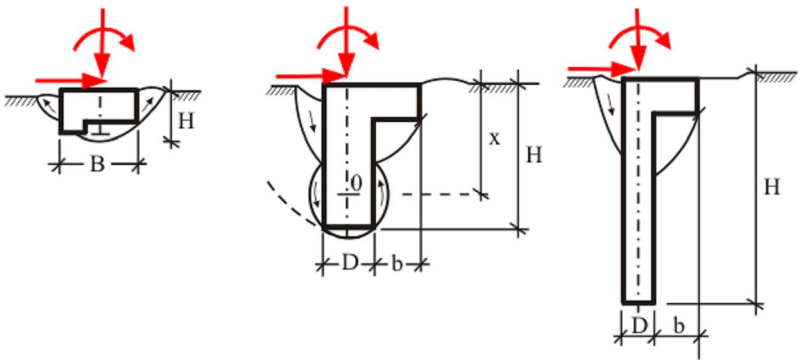
Dzięki uwzględnieniu współpracy płytowego zwieńczenia z podłożem uzyskuje się zwiększenie nośności poziomej fundamentu płytowo-palowego. Głównym efektem działania

płyty jest ograniczenie poziomych przemieszczeń fundamentu hybrydowego i zredukowanie wartości momentu zginającego w jego trzonie. Możliwość wykorzystania poziomej części fundamentu do zwiększenia sztywności bocznej pali wynika w szczególności z następstw jego obrotu, wywołanego ugięciem trzonu. Towarzyszące obrotowi fundamentu przemieszczenia kątowe wspornikowego zwieńczenia mobilizują przed pionowym trzonem pala dodatkową reakcję podłoża, co zwiększa jego opór przeciwko bocznemu przemieszczeniu. Na rysunku 2 pokazano przykłady ukształtowania poziomego zwieńczenia pala hybrydowego.



Rys. 2. Sposoby ukształtowania poziomej części pala hybrydowego

Typoszereg fundamentów hybrydowych pokazano na rys. 3. Podana przez autora propozycja ukształtowania fundamentu hybrydowego umożliwia lepsze dostosowanie go do przenoszenia obciążeń poziomych. Jest efektywniejsza niż znane rozwiązania konstrukcyjne polegające na wykonaniu ostrogi pod fundamentem bezpośrednim lub na zwiększeniu długości pala w celu zapewnienia jego stateczności. Konstrukcja o zaproponowanym kształcie wykorzystuje wpływ oddziaływania poziomej części fundamentu hybrydowego na obrót i zginanie pionowego trzonu, przy uwzględnieniu jego odkształcalności i przestrzennego współdziałania z ośrodkiem gruntowym.



Rys. 3. Typoszereg fundamentów hybrydowych według propozycji autora

2. ZASTOSOWANIA FUNDAMENTÓW HYBRYDOWYCH

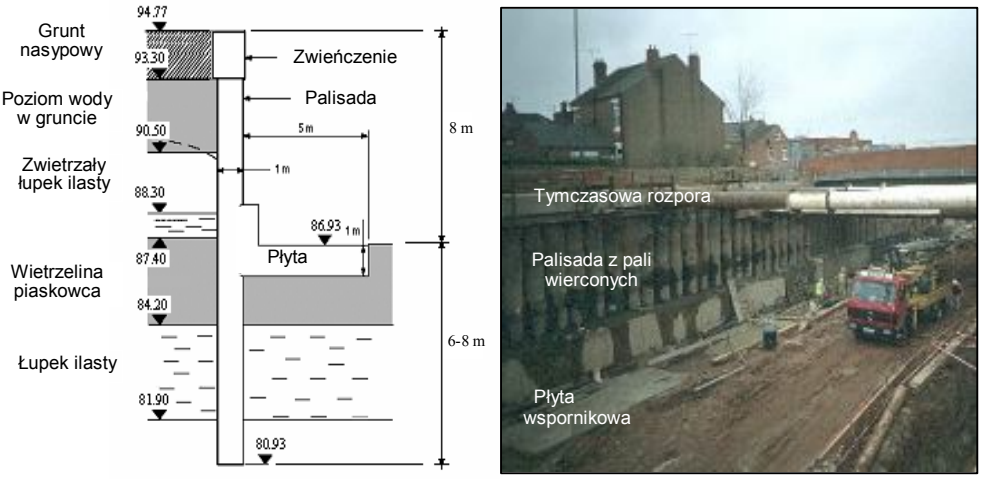
2.1. Możliwości zastosowań fundamentów hybrydowych

Fundamenty hybrydowe mogą być stosowane jako specjalne rozwiązania posadowień budowli w celu przeniesienia w podłoże dużych obciążeń bocznych (sił poziomych i momentów zginających). W szczególności dotyczy to przypadków, kiedy wymagane jest ograniczenie obrotu i poziomego przemieszczenia fundamentu. Korzystnymi cechami tego rozwiązania jest zmniejszenie zużycia materiału na wykonanie fundamentu i mniejszy zakres robót ziemnych.

Z punktu widzenia zachowania się fundamentu w podłożu uzyskuje się lepszą współpracę konstrukcji z gruntem w porównaniu z innymi rodzajami fundamentów bezpośrednich i pośrednich. Ma to istotne znaczenie, szczególnie w przypadkach występowania znacznych poziomych obciążeń fundamentu. W takich sytuacjach bezpieczeństwo posadowienia budowli jest integralnie związane z koniecznością wyznaczenia i ograniczenia wartości poziomych przemieszczeń oraz obrotu fundamentu w gruncie, w celu zapewnienia stateczności budowli. Posadowienie budowli na fundamencie hybrydowym umożliwia zwiększenie bezpiecznego zakresu obciążeń bocznych, przy których budowla zachowuje stateczność.

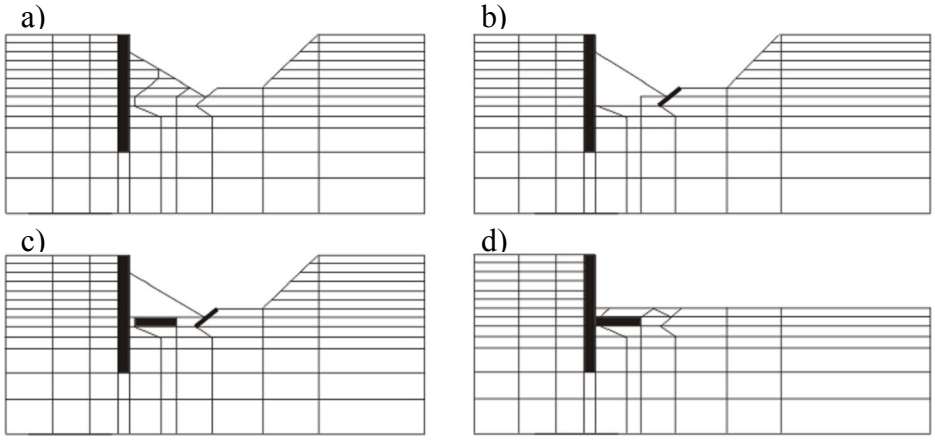
2.2. Przykłady konstrukcji oporowych posadowionych na fundamentach hybrydowych

W latach siedemdziesiątych ubiegłego stulecia w Wielkiej Brytanii zbudowano szereg konstrukcji oporowych z użyciem płyt stabilizujących (*Stabilizing Base*). Tego rodzaju konstrukcje zastosowano w ścianach oporowych położnych w wykopach, wzdłuż szerokich tras komunikacyjnych, gdy nie było możliwe zastosowanie trwałych rozpór lub zakotwień w gruncie. Idea rozwiązania polega na uwzględnieniu współpracy poziomego zwieńczenia płytowego z palisadą wykonaną poniżej dna wykopu. Przykładem są konstrukcje oporowe, stanowiące zabezpieczenia ścian wykopów w ciągu trasy komunikacyjnej w Coventry pokazane na rys. 4.



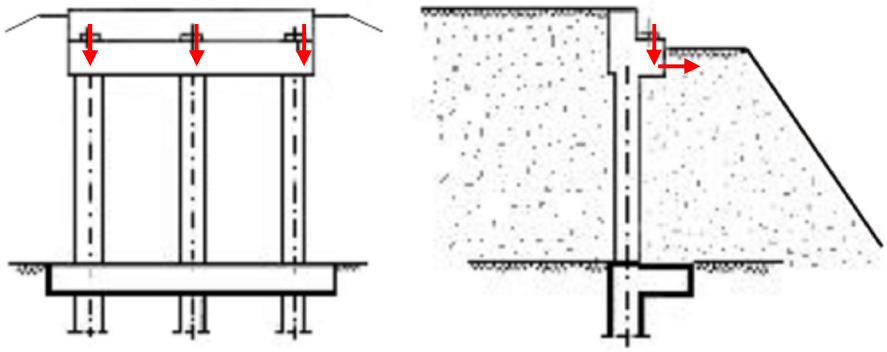
Rys. 4. Konstrukcja oporowa z płyta wspornikową wykonana w Coventry [2]

Konstrukcję ścian oporowych wykonanych w Wielkiej Brytanii stanowiły zazwyczaj palisady z wierconych pali wielkośrednicowych. Technologia polegała na wykonaniu pali z poziomu terenu, usunięciu gruntu sprzed pali do określonej głębokości i zabetonowaniu żelbetowej płyty na dnie tego wykopu. Płytę wykonywano odcinkowo, w pasie o szerokości 2÷5 m, w bezpośrednim sąsiedztwie odkopanych pali. Trzony pali ponad dnem wykopu stanowiły ścianę, której powierzchnię w końcowym etapie budowy pokrywano torkretem lub betonową okładziną. Instalowanie poziomej płyty na dnie wykopu obejmowało kilka etapów. Najpierw wykonywano fragment wykopu w pewnej odległości od pali, pozostawiając przy nich przyporę z rodzimego gruntu. Następnie, po tymczasowym podparciu głowic pali, usuwano grunt na wybranym odcinku wykopu i betonowano na dnie pasmo płyty o określonej szerokości. Pomiędzy pasmem płyty i palami pozostawiano niewielką wolną przestrzeń. W ostatnim etapie łączono płytę z palami, wypełniając wolną przestrzeń betonem ekspansywnym. Połączenie to ma zwykle kształt cokołu o grubości nieco większej niż płyta, ze względu na konieczność zapewnienia sztywnego połączenia obu części fundamentu hybrydowego. Ostatnim etapem prac było usunięcie tymczasowych zastrzałów i wyprofilowanie terenu na dolnym poziomie w sąsiedztwie płyty. Poszczególne etapy robót pokazano na rys. 5.

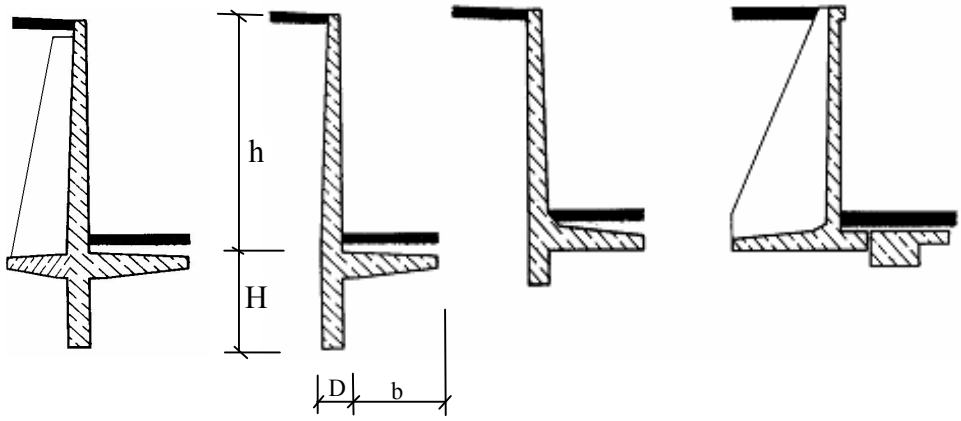


Rys. 5. Kolejność robót przy budowie konstrukcji oporowej posadowionej na fundamencie hybrydowym: a) wykonanie pala/ściany szczelinowej w osłonie przypory ziemnej, b) tymczasowe podparcie ściany zastrzałem i pogłębienie wykopu, c) wykonanie poziomej płyty wspornikowej na dnie wykopu, d) połączenie części składowych fundamentu i demontaż zastrzałów

Przykładem budowli komunikacyjnych obciążonych dużymi siłami bocznymi są wysokie ściany oporowe i przyczółki mostowe, na które zwykle działa znaczne parcie zasypki gruntowej, a przemieszczenia poziome tych budowli są ograniczone ze względu na warunki ich użytkowania [3]. Przykładowe ukształtowanie przyczółka mostowego z wykorzystaniem fundamentu hybrydowego i rozwiązania ścian oporowych z fundamentami hybrydowymi pokazano na rys. 6 i 7. Wymagania projektowe dotyczące stosowania poziomych płyt stabilizujących są zawarte w normatywie brytyjskim BD 42/00 [4], dotyczącym zasad projektowania wspornikowych ścian oporowych zagłębionych w gruncie i przyczółków mostowych. Wykonano je w oparciu o analizy pracy konstrukcji w stanie granicznym nośności podłoża. Uniemożliwia to wykorzystanie tych zasad do obliczania przemieszczeń fundamentów budowli komunikacyjnych w fazach poprzedzających stan graniczny.



Rys. 6. Przykład przyczółka mostowego posadowionego na palach hybrydowych

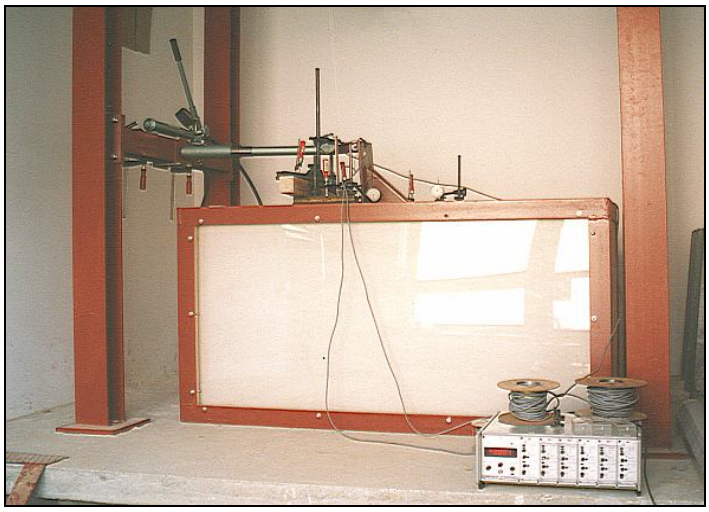


Rys. 7. Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych ścian oporowych z zastosowaniem fundamentów hybrydowych

3. WŁASNE BADANIA MODELOWE FUNDAMENTÓW HYBRYDOWYCH

3.1. Zakres badań modelowych

Badania wykonano w Zakładzie Dróg i Mostów Politechniki Rzeszowskiej [5]. Stanowisko badań modelowych pokazano na rys. 8. Skrzynia, w której wykonywano doświadczenia, ma wymiary 200 x 100 x 100 cm. Przednia ściana skrzyni jest wykonana z przeźroczystego tworzywa, co umożliwia obserwację zachowania się ośrodka gruntowego w sąsiedztwie obciążanego modelu fundamentu. Pozostałe ściany skrzyni są ze sklejki. Skrzynię wyłożono folią w celu zminimalizowania wpływu tarcia gruntu o jej ściany. Gruntem modelowym był suchy piasek drobnoziarnisty z kopalni surowców mineralnych „Biała Góra" o ciężarze objętościowym $\gamma = 16$ kN/m^3 i kącie tarcia wewnętrznego $\Phi = 30^o$ oraz piasek wilgotny o ciężarze $\gamma = 23$ kN/m^3 i kącie tarcia wewnętrznego $\Phi = 33^o$. Cechy gruntu użytego w badaniach modelowych zestawiono w tab. 1. Piasek wsypywano do skrzyni z pojemnika zawieszonego na stałej wysokości, poruszającego się po torze jezdnym w kierunkach podłużnym i poprzecznym. Zastosowana technika wypełniania skrzyni gruntem modelowym umożliwiała równomierne sypanie piasku metodą kurtyny. Pozwoliło to uzyskać jednakowy wskaźnik zagęszczenia ($I_s = 0.93$) we wszystkich warstwach oraz utrzymać jednakowe warunki zagęszczenia gruntu modelowego w kolejnych doświadczeniach. W czasie badania modele umieszczano bezpośrednio przy przeźroczystej ścianie skrzyni, a w gruncie modelowym stosowano barwione przewarstwienia.



Rys. 8. Widok stanowiska badań modeli fundamentów hybrydowych

Tabela 1. Zestawienie cech gruntu stosowanego w badaniach modelowych

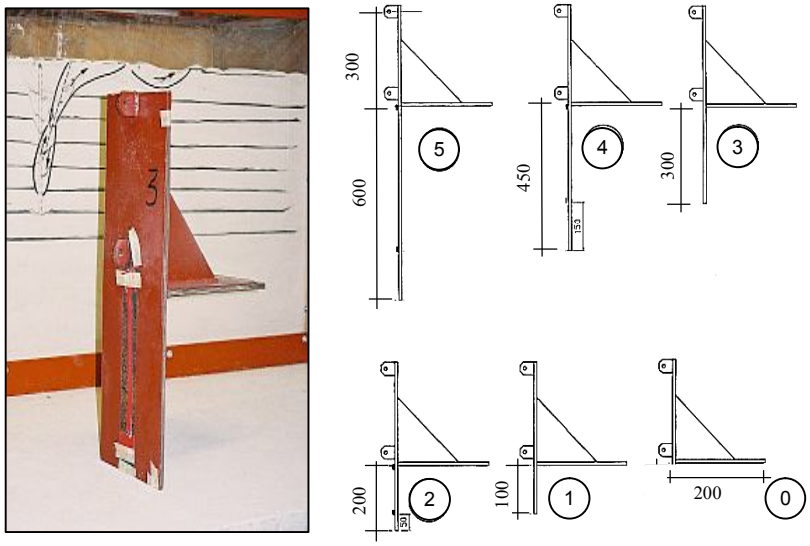
Cecha gruntu modelowego	Symbol	Jednostka	Piasek drobnoziarnisty	
			suchy	wilgotny
Ciężar objętościowy	γ	g/cm^3	1.60	2.30
Kąt tarcia wewnętrznego	Φ	^{o}	30	33
Wilgotność	w	%	2	24
Średnica miarodajna	D_{10} D_{50}	mm	0.17 0.33	

3.2. Modele fundamentów hybrydowych

Do badań przygotowano modele słupów szczelinowych z zachowaniem podobieństwa geometrycznego w skali 1:10 do rzeczywistych fundamentów z trzonami sztywnymi (nieodkształcalnymi), umieszczonymi pionowo w gruncie Poszczególne modele różniły się długością trzonu umieszczonego w gruncie. W czasie badań modele obciążano siłą poziomą i momentem zginającym lub tylko siłą poziomą przyłożoną przy powierzchni gruntu w skrzyni badawczej.

Zbadano pięć modeli fundamentów hybrydowych o różnym zagłębieniu części pionowej: 10, 20, 30, 45 i 60 cm (modele nr 1÷5). Modele fundamentów wykonano z blachy stalowej o grubości 10 mm, z zachowaniem podobieństwa sztywności ich przekroju do rzeczywistych pali sztywnych. Część pozioma modelu oparta na gruncie odpowiada fundamentowi bezpośredniemu o rzeczywistych wymiarach w planie 2 x 3 m. Pole przekroju pionowej części modelu jest odpowiednikiem słupa szczelinowego („barety") o wymiarach 2.0 x 0.6 m. Dodatkowo wykonano dwa modele porównawcze: fundamentu bezpośredniego w postaci płyty stalowej o wymiarach 20 x 30 cm (model 0) oraz pojedynczego słupa szczelinowego zagłębionego 60 cm w gruncie (model nr 6). Pionowe trzony modeli fundamentów przedłużono powyżej gruntu, aby można było zrealizować obciążenie siłą poziomą oraz momentem zginającym (siłą przyłożoną na wysokości 30 cm nad powierzchnią gruntu w skrzyni). Modele wyposażono w tensometry oporowe, które umieszczono w dwóch

poziomach: tuż pod powierzchnią gruntu i w 2/3 długości trzonu zagłębionego w podłożu. Zbiorcze zestawienie modeli fundamentów hybrydowych stosowanych w badaniach pokazano na rys. 9.



Rys. 9. Modele fundamentów hybrydowych o sztywnych trzonach stosowane w badaniach

3.3. Przebieg badań

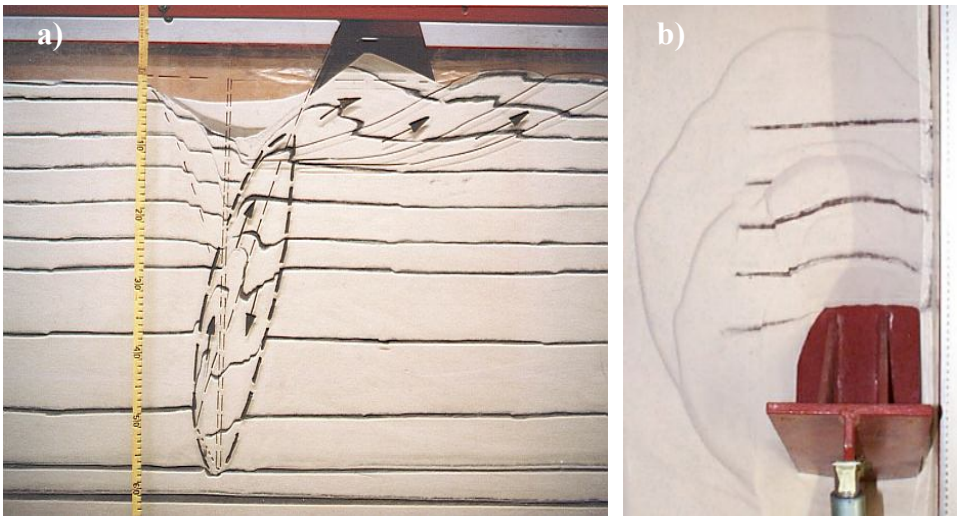
Tensometry zainstalowane na modelach połączono z mostkiem pomiarowym i wyskalowano. W celu wyeliminowania wpływu zmian temperatury na wyniki pomiarów odkształceń zastosowano tensometry kompensacyjne. Za pomocą pomiarów tensometrycznych uzyskano informacje o odkształceniach trzonów modeli w gruncie oraz o rozkładzie wartości momentu zginającego wzdłuż trzonu obciążonego modelu. Wartości uzyskane z pomiarów wykonanych w czasie eksperymentów porównano z wynikami obliczeń teoretycznych poszczególnych modeli fundamentów obciążonych poziomo. Modele obciążano siłą poziomą przyłożoną do pionowego elementu fundamentu. Siła działała w płaszczyźnie osi wspornika, na wysokości 30 cm nad gruntem w skrzyni lub przy powierzchni gruntu w skrzyni. Taki sposób obciążenia umożliwił przeanalizowanie wpływu momentu zginającego i siły poziomej na odkształcenia zginanego pala. Obciążenie wywierano statycznie i powtarzalnie siłownikiem hydraulicznym do 2 kN. Wartość przyłożonej siły odczytywano za pomocą czujnika tensometrycznego zainstalowanego między modelem i tłokiem siłownika. W czasie obciążenia mierzono w dwóch poziomach ugięcia odcinka trzonu wystającego nad gruntem, odkształcenia części trzonu zagłębionej w gruncie oraz przemieszczenia płyty poziomej. Przemieszczenia mierzono czujnikami zegarowymi o dokładności pomiaru 0.01 mm. Szczegółowo zbadano modele fundamentów hybrydowych ze sztywnymi trzonami: zagłębione w gruncie 30 cm (model nr 3) i 60 cm (model nr 5).

Aby ustalić postacie deformacji gruntu w sąsiedztwie obciążanych modeli fundamentów instalowano je blisko przeźroczystej ściany skrzyni badawczej i stosowano podłoże z kolorowymi przewarstwieniami. W czasie badań dokumentowano fotograficznie obrazy podłoża, zmieniające się pod wpływem przyrostów obciążenia modelu, widoczne za przeźroczystą ścianą skrzyni oraz zmiany kształtu bryły gruntu wypieranej przez fundament wg zasad zwykle stosowanych w tego rodzaju badaniach.

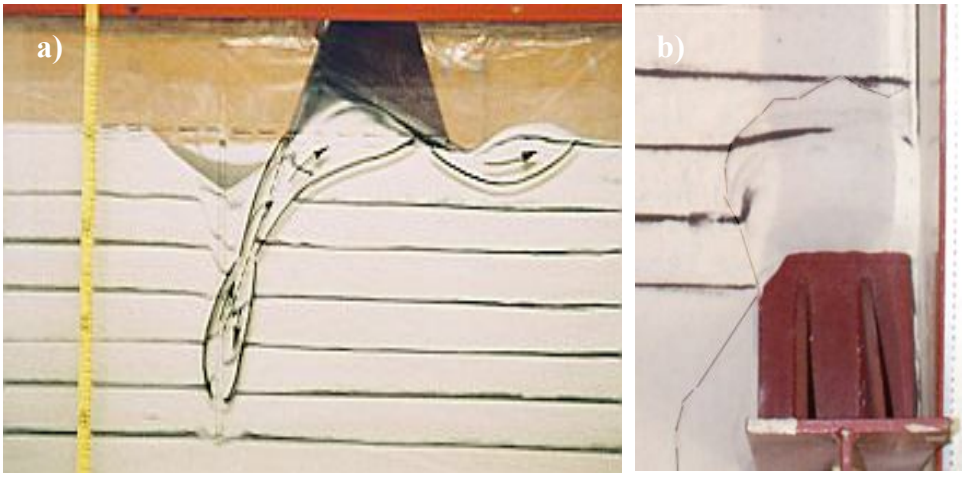
3.4. Wyniki badań modeli fundamentów hybrydowych

Przeprowadzone eksperymenty badawcze polegały na obserwowaniu i porównywaniu zmian deformacji bryły gruntu w sąsiedztwie obciążonych poziomo modeli fundamentów hybrydowych i modeli konwencjonalnych pali (bez płyt poziomych). Stwierdzono istotne różnice mechanizmów zachowania się różnych modeli fundamentów hybrydowych w podłożu, w zależności od sztywności ich pionowych trzonów zagłębionych w gruncie. Ustalono, że zachowanie się badanego modelu w podłożu determinuje jego sztywność, wynikającą z zagłębienia trzonu w gruncie oraz z nacisku poziomej płyty na grunt przed trzonem. Na rysunku 10 i 11 zestawiono fotografie pokazujące charakterystyczne kształty stref zdeformowanego podłoża w sąsiedztwie dwóch modeli fundamentów hybrydowych ze sztywnymi trzonami zagłębionymi w gruncie 30 cm (model nr 3) i 60 cm (model nr 5). Obciążenie badawcze stanowiła siła pozioma przyłożona na wysokości 30 cm nad gruntem. W przypadku modelu nr 3 przed płytą poziomą fundamentu widać strefę wypierania gruntu i występowanie aktywnej strefy wzdłuż trzonu modelu (rys. 4.10a). W badaniu modelu nr 5, mającego w gruncie trzon dwukrotnie dłuższy, zasięg aktywnej strefy wzdłuż trzonu modelu jest wyraźnie większy i obejmuje prawie całą jego długość (rys. 4.11a). Przy takim samym przemieszczeniu bocznym obu modeli zarejestrowano znacznie większą bryłę wypieranego gruntu, widoczną na powierzchni przed fundamentem o większym zagłębieniu (por. rys. 4.10b i 4.11b). Zastosowanie płyty wspornikowej połączonej sztywno z zagłębionym w gruncie trzonem fundamentu obciążonego poziomo spowodowało znaczące zmniejszenie jego przemieszczeń bocznych. Na rysunku 12 porównano przebieg zmian zasięgu bryły wypieranego gruntu, widoczny na jego powierzchni w sąsiedztwie badanych modeli fundamentów hybrydowych w kolejnych etapach obciążenia. Porównanie dotyczy dwóch modeli fundamentów hybrydowych o różnym zagłębieniu pionowego trzonu w gruncie: 30 i 60 cm. W przypadku modelu z krótszym trzonem, wraz ze zwiększaniem poziomego obciążenia następowało głównie wypieranie gruntu spod poziomej części fundamentu. Zasięg kolejnych stref wypierania był ograniczony. Jakościowo odmienny mechanizm deformacji podłoża stwierdzono przy obciążaniu modelu fundamentu hybrydowego z trzonem dwukrotnie dłuższym. W tym przypadku kolejne strefy wypierania powstawały przed pionowym trzonem i miały znacznie większy zasięg oraz wymiary. Zwiększenie objętości wypieranego gruntu następowało zarówno w płaszczyźnie działania obciążenia poziomego oraz w strefach bocznych. Powiększenie bryły wypieranego gruntu w stanie granicznym jest związane ze zwiększeniem przestrzennego oddziaływania fundamentu hybrydowego na otaczający grunt.

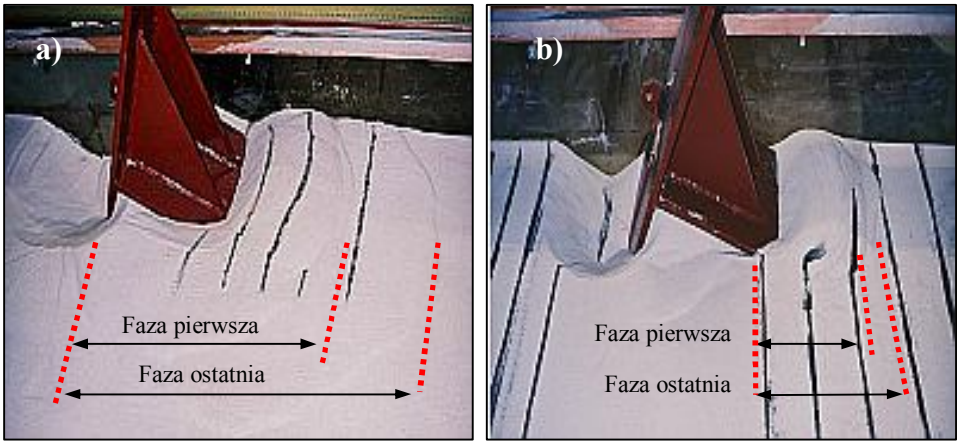
W przypadku modelu nr 5 zagłębionego 60 cm w gruncie porównano wartości momentów zginających obliczonych bez uwzględnienia wpływu płyty oraz z uwzględnieniem wyników pomiarów. Analiza wykazała istotną różnicę odkształceń trzonu modelu, gdy obciążenie stanowiła siła przyłożona w poziomie gruntu (działa wyłącznie siła pozioma) oraz gdy model obciążono siłą przyłożoną na wysokości 30 cm nad gruntem (obciążenie siłą poziomą i momentem zginającym), co pokazano na rys. 13. W przypadku obciążenia fundamentu hybrydowego w poziomie gruntu wartości sił wewnętrznych oraz ich rozkład w trzonie modelu, ustalony pomiarami tensometrycznymi, były zgodne z wynikami obliczeń teoretycznych dla nieodkszcztałcalnych fundamentów zagłębionych w gruncie (bez płyty).



Rys. 10. Deformacje gruntu w sąsiedztwie modelu nr 3 z trzonem zagłębionym w podłożu 30 cm, obciążonym siłą poziomą: a) widok z boku, b) widok z góry

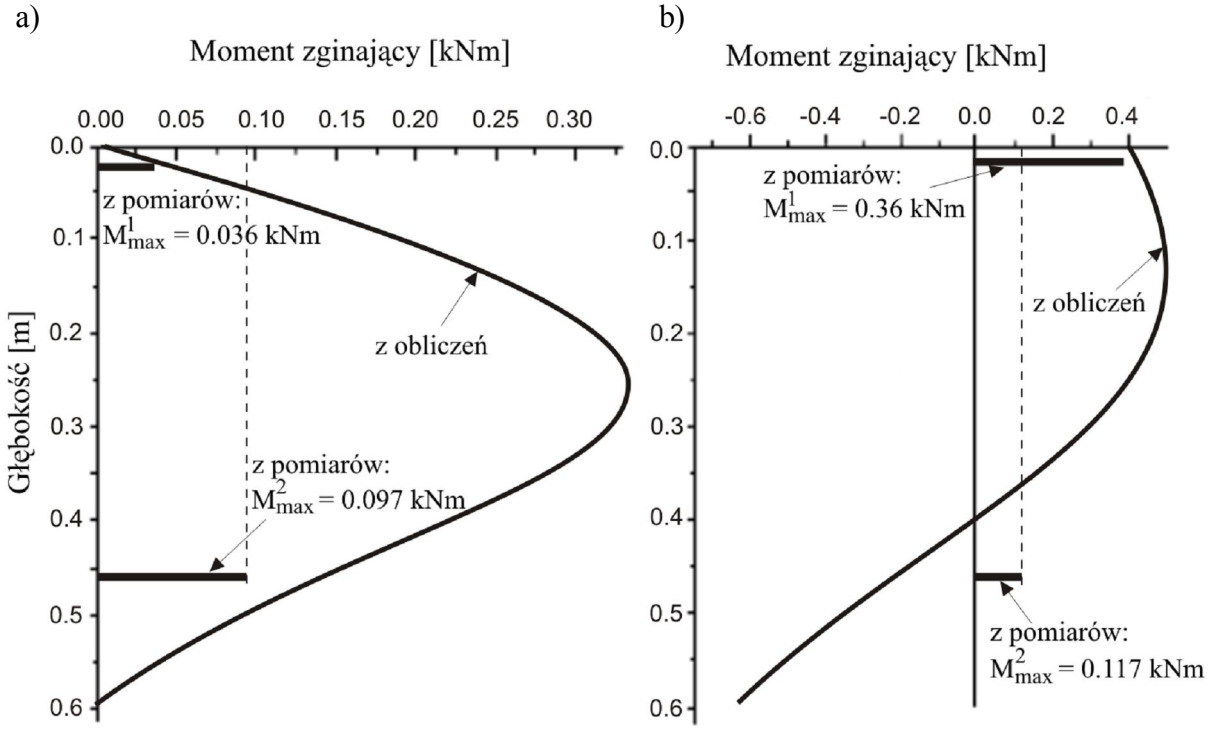


Rys. 11. Deformacje gruntu w sąsiedztwie modelu nr 5 z trzonem zagłębionym w podłożu 60 cm, obciążonym siłą poziomą: a) widok z boku, b) widok z góry

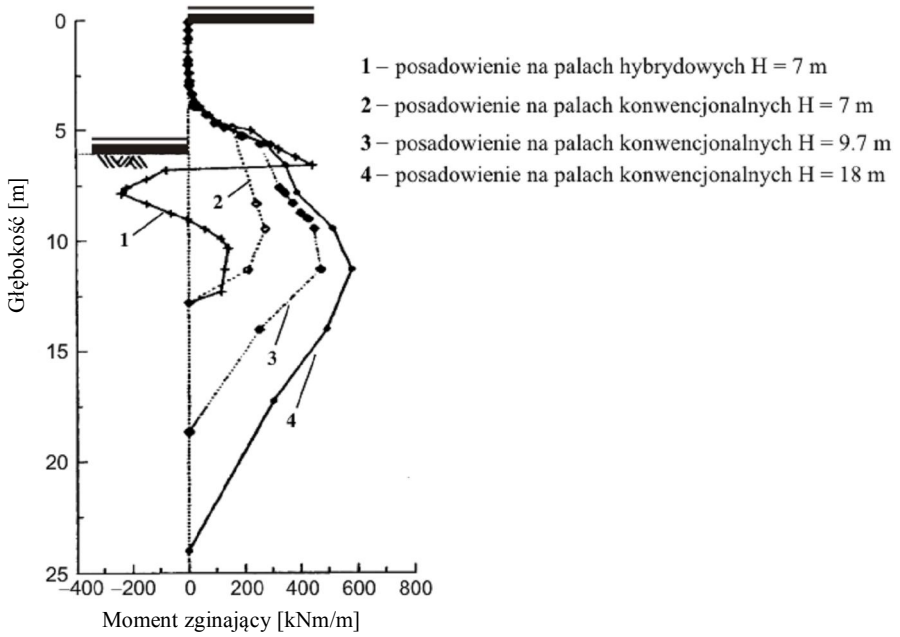


Rys. 12. Kształt bryły gruntu wypieranego przed modelem fundamentu hybrydowego o różnym zagłębieniu w gruncie: a) H = 60 cm, b) H = 30 cm

W przypadku obciążenia badanego modelu fundamentu siłą poziomą przyłożoną powyżej powierzchni gruntu (co wywołało moment zginający) nie uzyskano zgodności wyników pomiarów i obliczeń. Analiza wskazuje, że punkt obrotu fundamentu hybrydowego obciążonego siłą poziomą i momentem zginającym znajduje się poniżej głębokości obliczonej teoretycznie dla sztywnego słupa bez płyty, o takim samym zagłębieniu w gruncie jak fundament hybrydowy. Efektem odciążającego działania płyty wspornikowej jest zatem usztywnienie trzonu fundamentu hybrydowego w górnej strefie gruntu. Zakres zwiększenia sztywności trzonu i zmiana położenia punktu jego obrotu w gruncie zależą od wartości obrotu całego fundamentu, poziomego przemieszczenia płyty i spowodowanej tym efektywniejszej współpracy fundamentu hybrydowego z gruntem zalegającym w strefie między płytą i trzonem. Stwierdzono, że ustalony na podstawie pomiarów rozkład wartości momentu zginającego w pionowym trzonie fundamentu hybrydowego obciążonego siłą przyłożoną 30 cm nad gruntem jest inny niż uzyskany z obliczeń, w których nie uwzględniono działania płyty. Zmiana rozkładu sił wewnętrznych w górnej części trzonu fundamentu hybrydowego jest następstwem działania momentu odciążającego. Potwierdzenie tych tez stanowią wyniki uzyskane przez Powrie'go przy analizowaniu zginania ścian oporowych posadowionych na palach hybrydowych [6], co pokazano na rys. 14.



Rys. 13. Porównanie wartości momentów zginających trzon modelu nr 5, uzyskanych z pomiarów tensometrycznych oraz z obliczeń:
a) obciążenie siłą poziomą, b) obciążenie siłą poziomą i momentem zginającym



Rys. 14. Rozkład wartości momentu zginającego w ścianie oporowej i w pionowym trzonie fundamentu hybrydowego wykonanego w Wielkiej Brytanii [6]

4. PODSUMOWANIE

Przeprowadzone badania modelowe fundamentów hybrydowych umożliwiły jakościowe rozpoznanie mechanizmów zachodzących w gruncie, spowodowanych przestrzenną interakcją fundamentu z podłożem gruntowym. Wyniki pomiarów pozwalają stwierdzić, że skuteczność ograniczenia przemieszczeń pala hybrydowego ma związek z zagłębieniem i sztywnością jego trzonu. Eksperymenty wykonane w skali laboratoryjnej stanowią też dobre odniesienie do oceny zachowania się w gruncie ścian oporowych z płytami wspornikowymi, zrealizowanych w Wielkiej Brytanii w latach siedemdziesiątych ubiegłego stulecia. Rozpoznanie teoretyczne zagadnień zwiększenia nośności poziomej fundamentów przez ich odpowiednie ukształtowanie jest jednak trudne, ze względu na konieczność uwzględnienia przestrzennego charakteru współpracy konstrukcji zagłębionej w gruncie i podłoża gruntowego. W przypadku fundamentów hybrydowych ich interakcja z podłożem wynika z jednoczesnego współdziałania z ośrodkiem gruntowym zarówno fundamentu bezpośredniego, jak i pala. Zakres współdziałania obu części fundamentu hybrydowego zależy przy tym od wielkości przemieszczeń całej konstrukcji i jej części składowych.

Problematyka oceny stateczności fundamentów obciążonych ukośnie i mimośrodowo jest obecnie intensywnie rozwijana na świecie, m.in. na potrzeby budownictwa komunikacyjnego. Rozwiązania analityczne dotyczące tej problematyki są pomocne przy obliczaniu fundamentów o specjalnym przeznaczeniu, charakteryzujących się specyficznym kształtem lub obciążeniem. Opracowane współcześnie analizy obliczeniowe w większości przypadków wykorzystują badania modelowe i obliczenia numeryczne uwzględniające przestrzenną współpracę fundamentu z podłożem w złożonym stanie obciążenia.

Przeprowadzenie własnych badań doświadczalnych umożliwiło zweryfikowanie wyników uzyskanych przez innych autorów metodami analitycznymi. Zebrane dane stanowią podstawę do analizy stateczności fundamentów hybrydowych w pogłębionym zakresie. Wyniki badań modelowych pomogły wyjaśnić mechanizm zachowania się w gruncie fundamentów hybrydowych.

Literatura

[1] Trojnar K.: Stateczność fundamentów hybrydowych obciążonych poziomo. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej. Rzeszów 2009.
[2] Richards D.J., Clayton C.R.I., Powrie W., Hayward T.: Geotechnical Analysis of a Retaining Wall in Weak Rock. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng., no. 157, 2004,
[3] Jarominiak A., Trojnar K.: Racjonalne kształty podpór mostowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, Budownictwo, z. 11, nr 68, Rzeszów 1991.
[4] British Standards: BD 42/00 Design Manual for Roads and Bridges. Vol. 2, Design of Embededd Retaining Walls and Bridge Abutments. The Highways Agency UK, 2000
[5] Trojnar K. : Badania modelowe współpracy z podłożem fundamentów hybrydowych obciążonych poziomo. Mat. L Konf. Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Krynica, 2004
[6] Powrie W., Chandler R.J., Carder D.R., Watson G.V.R. (1999) – Back-analysis of an Embedded Retaining Wall with a Stabilizing Base Slab. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng., no. 137, 1999

THE HYBRID FOUNDATIONS IN ROAD CONSTRUCTION

Summary

Efficient design of retaining structures needs defining the stability of the piles and their actual displacement values as they decide the use of the building. Consideration of the soil-pile-cap interaction makes it possible to put more horizontal load on the pile foundation, than when such interaction is ignored. The author's investigations proved that a group of hybrid foundations can be distinguish out of the well-known types of pile foundations. The group shows greater lateral stiffness due to the effective interaction between the vertical pile, horizontal plate and soil within a definite range of displacement caused by lateral load.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Szczepan WOLIŃSKI
Politechnika Rzeszowska

O KRYTERIACH KSZTAŁTOWANIA KONSTRUKCJI

1. WPROWADZENIE

Kształtowanie konstrukcji jest najczęściej rozumiane jako poszukiwanie formy, nadawanie jej określonej postaci lub kształtu. Prof. W. Zalewski zdefiniował to pojęcie jako „jakościowe ujęcie optymalizacji przepływu sił w konstrukcji oparte na racjonalnych zasadach ich fizycznej i geometrycznej oceny" [1]. Nieco inaczej definiuje kształtowanie konstrukcyjne prof. S. Kuś, pisząc, że jest to „poszukiwanie takiego ustroju konstrukcyjnego, który w najwyższym stopniu spełnia założone wstępnie kryteria, gdzie kryteria wytrzymałościowe, ale nie tylko, mają charakter dominujący", dodając, że kształtowanie konstrukcyjne nie jest równoznaczne z optymalizacją konstrukcji ani z kształtowaniem architektonicznym [2]. Liczne publikacje wymienionych Autorów, w których do podstawowych zagadnienia kształtowania konstrukcji zaliczają kształtowanie: przekrojów poprzecznych przy stałej ilości materiału, przekrojów podłużnych na stałą siłę (kształtowanie „fenikularne"), na minimum energii potencjalnej oraz kształtowanie belek na stałą wartość naprężeń krawędziowych, świadczą jednak, że mamy do czynienia z elementami projektowania optymalnego, chociaż w oryginalnym i niekonwencjonalnym ujęciu. Dominują w nim metody geometryczne i intuicyjne, ale oparte na gruntownej znajomości mechaniki i bogatym dorobku projektowym.

Wielu wybitnych konstruktorów traktuje sformalizowane metody optymalizacji konstrukcji jako niezbyt istotny element doskonalenia procesu projektowania, wspomagający twórczą intuicję i pozwalający na ograniczenie metody prób i błędów. Przeciwstawiają im „proste metody optymalizacji inżynierskich" polegające na wizualizacji i jakościowej optymalizacji „przepływów strumieni sił" w konstrukcji oraz określeniu ich relacji z kształtem konstrukcji [1, 2]. Koncepcje tego rodzaju były dość szeroko rozpowszechnione w przeszłości. Na przykład, jedną z pierwszych metod obliczania belek żelbetowych była metoda analogii kratownicowej opublikowana w 1899 roku przez W. Rittera [3]. W roku 1904 A. Michell przedstawił przykłady rozwiązań najlżejszych dźwigarów płaskich, w których naprężenia rozciągające i ściskające nie przekraczają określonych wartości granicznych [4]. Zadanie sformułowane przez Michella było i nadal jest przedmiotem analiz inżynierskich i naukowych, których wyniki są w znacznym stopniu zbieżne i prowadzą do wniosku, że dźwigary Michella mogą być traktowane jako ciała włókniste wzmocnione żebrami, a kratownice o dużych liczbach prętów są ich przybliżonymi modelami [1, 2, 4, 5, 6, 7]. Rozwinięta i zweryfikowana doświadczalnie przez zespoły badawcze, między innymi B. Thürlimanna [8] i J. Schlaicha [9], metoda analogii kratownicowej oparta na podejściu

statycznym teorii nośności granicznej znalazła szerokie zastosowanie w analizie i wymiarowaniu konstrukcji z betonu. W Eurokodzie 2 została ona skodyfikowana jako metoda ST [10].

W pracy przedstawiono krótki przegląd współczesnych kryteriów kształtowania konstrukcji, skupiając uwagę na kryteriach maksymalizacji niezawodności i minimalizacji ryzyka, które często prowadzą do rezultatów różnych od uzyskanych przy zastosowaniu kryterium minimalizacji masy konstrukcji.

2. UWAGI O OPTYMALNYM KSZTAŁTOWANIU KONSTRUKCJI

Zagadnienie optymalizacji konstrukcji, czyli wyznaczania najlepszego rozwiązania ukształtowania elementów i całej konstrukcji obiektu budowlanego ze względu na wybrane cele i określone kryteria, spełniającego zadane ograniczenia, pojawia się wówczas, gdy istnieją różne sposoby realizacji założonych celów. Sformułowanie zagadnienia optymalizacji wymaga: określenia kryteriów optymalizacji, które są miarą spełnienia wybranych celów, ustalenia zmiennych projektowych i zakresów ich dopuszczalnych zmian oraz parametrów optymalizacji, czyli elementów opisu konstrukcji niezależnych od projektanta.

Do najczęściej stosowanych kryteriów optymalizacji konstrukcji budowlanych należą: minimalizacja masy konstrukcji lub objętości materiałów konstrukcyjnych; minimalizacja kosztu konstrukcji lub kosztu przedsięwzięcia budowlanego w pełnym cyklu życia; od projektowania przez realizację, eksploatację i utrzymanie po rozbiórkę i utylizację zużytych elementów i materiałów; minimalizacja ryzyka związanego ze zniszczeniem lub wyłączeniem obiektu z eksploatacji; maksymalizacja niezawodności konstrukcji; maksymalizacja odporności na zdarzenia katastrofalne; maksymalizacja trwałości lub czasu przydatności obiektu.

W praktyce wymagane jest najczęściej łączne spełnienie kilku kryteriów, co prowadzi do zagadnienia optymalizacji wielokryterialnej sprowadzanego zwykle do jednego kryterium, tzw. funkcji celu, która jest kombinacją poszczególnych kryteriów. W zależności od postaci funkcji celu i ograniczeń problemy optymalizacji klasyfikuje się jako problemy programowania: liniowego – liniowe funkcje celu i ograniczeń, nieliniowego – co najmniej jedna z tych funkcji jest nieliniowa, kwadratowego – funkcja celu jest wyrażona za pomocą macierzy kwadratowej a ograniczenia są funkcjami liniowymi, oraz geometrycznego – funkcje celu i ograniczenia są uogólnionymi wielomianami. W gruncie rzeczy wszystkie te problemy są szczególnymi przypadkami programowania nieliniowego. Wśród licznych metod rozwiązywania problemów optymalizacji stosowane są metody analityczne, oparte na koncepcji mnożników Lagrange'a, metody graficzne oraz sekwencyjne metody komputerowe [11]. Ostatnio coraz większą popularność zyskują metody optymalizacji korzystające z algorytmów genetycznych i metody oparte na sieciach neuronowych. Polską szkołę kształtowania obiektów budowlanych opartą na optymalizacji konstrukcji stworzył w IPPT PAN prof. Z. Wasiutyński [13].

Metody graficzne, stosowane do rozwiązywania prostych problemów optymalizacji w przestrzeni dwuwymiarowej są przykładem sformalizowanego ujęcia „prostych metod optymalizacji inżynierskich" zalecanych przez prof. W. Zalewskiego [1].

Zgodnie z wymaganiami prawa budowlanego i Eurokodu PN-EN 1990 [12], konstrukcję należy zaprojektować i wykonać w taki sposób, aby w przewidywanym okresie użytkowania spełniała w możliwie najwyższym stopniu zestaw warunków związanych z niezawodnością, nośnością, użytkowalnością, trwałością, odpornością na wyjątkowe oddziaływania oraz minimalizacją kosztów, szkodliwych wpływów na środowisko naturalne, społeczeństwo i dziedzictwo kulturowe. Konstrukcje kształtowane na minimalne zużycie materiałów lub na największą wytrzymałość często nie spełniają pozostałych wymagań, lub spełniają je w sposób daleki od optymalnego. Na rzecz uniwersalnego charakteru tych

kryteriów kształtowania przywoływany jest często popularny wśród konstruktorów pogląd o wybitnych walorach estetycznych obiektów kształtowanych zgodnie z przepływem sił w konstrukcji. Wynika to z powszechnie przyjętej w latach trzydziestych XX wieku idei funkcjonalizmu i konstruktywizmu w architekturze. Jednak współcześnie idea ta utraciła walor uniwersalności i znaczna liczba wybitnych dzieł architektonicznych nie spełnia, często programowo, warunku zgodności formy i „naturalnego przepływu sił" w konstrukcji.

3. KRYTERIUM NAJWIĘKSZEJ NIEZAWODNOŚCI

Kryteria minimalizacji ciężaru konstrukcji lub objętości materiałów konstrukcyjnych użytych do jej wykonania z reguły prowadzą do kształtowania konstrukcji o niekorzystnej strukturze niezawodnościowej. Na przykład, konstrukcje Michella tworzą statycznie wyznaczalne struktury włókniste, wzdłuż których obciążenia przenoszą się do podpór. Najlżejsze dźwigary swobodnie podparte składają się bardzo dużej liczby prętów (teoretycznie nieskończenie wielu) tworzących dwa wachlarze [4, 7]. Jednak zwiększone koszty robocizny i utrzymania takich konstrukcji z reguły znacznie przekraczają wartość zaoszczędzonych materiałów. Ponadto, konstrukcje Michella mają niekorzystną, szeregową strukturę niezawodnościową. Zgodnie z zasadą najsłabszego ogniwa w łańcuchu, nośność układu szeregowego jest równa nośności najsłabszego elementu, a prawdopodobieństwo zniszczenia p_f systemu złożonego z n elementów o losowo niezależnej nośności elementów (współczynnik korelacji $\rho = 0$), prawdopodobieństwo zniszczenia układu jest większe niż każdego elementu p_{fi} a jego wartość można obliczyć ze wzoru:

$$p_f = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - p_{fi}) \tag{1}$$

Dokładne obliczenie zawodności systemu szeregowego złożonego z elementów częściowo skorelowanych jest w ogólnym przypadku bardzo trudne lub niemożliwe. Jeżeli nośności elementów systemu są dodatnio skorelowane, to można obliczyć granice przedziału zawodności systemu złożonego z i = 1, 2, ...,n elementów [14]:

$$\max_i p_{fi} \le p_f \le 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - p_{fi}) \tag{2}$$

W przypadku systemu szeregowego złożonego z n elementów, których nośności są jednakowo skorelowane, tzn. kiedy współczynniki korelacji między wszystkimi elementami są równe $\rho_{ij} = \rho$ dla i, j = 1, 2, ..., n, zawodność systemu można obliczyć według wzoru Stuarta [14]:

$$p_f = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} \{\Phi[\frac{\beta_e + t\sqrt{\rho}}{\sqrt{1-\rho}}]\}^n \phi(t)dt \tag{3}$$

gdzie: $\Phi[\ ]$, $\phi(\ )$ – dystrybuanta i funkcja gęstości rozkładu standaryzowanego rozkładu normalnego, $\beta_e = -\Phi^{-1}(p_f)$ - wskaźnik niezawodności, jednakowy dla każdego elementu.

Jeśli współczynniki korelacji nośności elementów są zróżnicowane, czyli $\rho_{ij} \neq \rho$, przybliżoną zawodność systemu można obliczyć według wzoru Stuarta, dla uśrednionej wartości współczynnika korelacji $\overline{\rho}$ [14]:

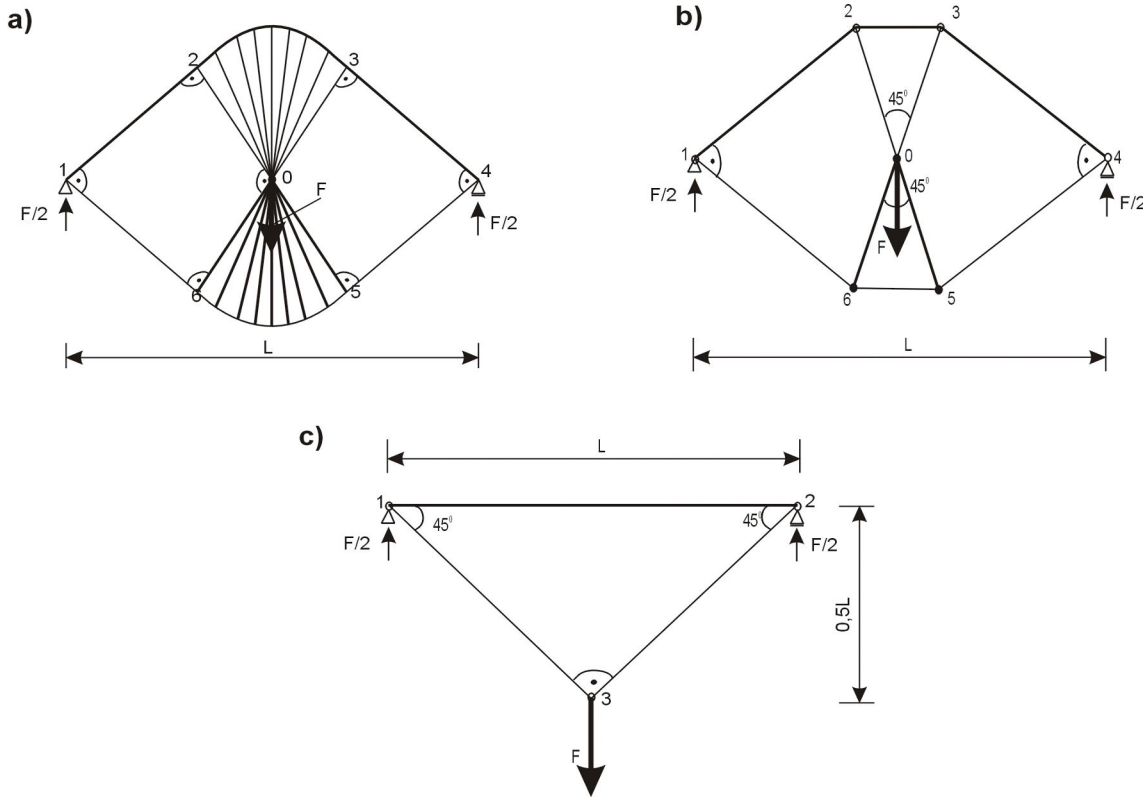
$$\overline{\rho} = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{i \neq j}^{n} \sum^{n} \rho_{ij} \tag{4}$$

W przypadku systemów o dużej liczbie elementów większą dokładność oszacowania zawodności systemu można uzyskać stosując wzór:

$$p_f = p_f(n, \overline{\rho}) - p_f(2, \overline{\rho}) + p_f(2, \rho_{\max}) \tag{5}$$

Przykład

W celu wykazania, że konstrukcja najlżejsza najczęściej nie jest konstrukcją najbardziej niezawodną rozważmy najlżejszą płaską konstrukcję Michella [4] złożoną z czterech prętów prostych: 1-2, 3-4, 4-5 i 6-1, dwóch prętów zakrzywionych (łuków kolistych): 2-3 i 5-6 oraz dwóch wachlarzy złożonych z bardzo dużej liczby (teoretycznie nieskończenie wielu) cienkich prętów, podpartą swobodnie w punktach 1 i 4, obciążoną siłą skupioną o średniej wartości $F_m \equiv F$ (rys. 1a). Przy założeniu, że konstrukcja ulegnie zniszczeniu po uplastycznieniu któregokolwiek z prętów przez ściskanie lub rozciąganie $f_{yc} = f_{yt} = f_m$, można wykazać, że jest to konstrukcja najlżejsza, której wykonanie wymaga zużycia materiału o objętości $V_1 \cong 1{,}285 FL / f_m$.



Rys. 1. Najlżejszy dźwigar płaski swobodnie podparty (a), uproszczony dźwigar złożony z prętów prostych (b), najprostsza konstrukcja prętowa (c).

Konstrukcja uproszczona, w porównaniu z dźwigarem Michella, przedstawiona na rysunku 1b składa się z 10 prętów prostych. Jej wykonanie wymaga zużycia materiału o objętości $V_2 = 1{,}328FL/f_m$. Skrajnie uproszczona konstrukcja według rysunku 1c jest złożona tylko z 3 prętów prostych, a jej wykonanie wymaga zużycia materiału o objętości $V_3 = 1{,}50FL/f_m$. Konstrukcja złożona z 10 prętów jest o 3,3% cięższa niż dźwigar Michella. Konstrukcja złożona z 3 prętów jest o 16,7% cięższa od dźwigara Michella i o około 13% cięższa niż konstrukcja złożona z 10 prętów prostych. Należy podkreślić fakt, że powyższe oszacowania są słuszne jedynie w przypadku prętów wykonanych z idealnie jednorodnego materiału liniowo sprężystego o zdeterminowanych właściwościach i jednakowej wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie oraz możliwości pominięcia efektów drugiego rzędu w obliczeniach nośności prętów ściskanych.

Rozważane kratownice zastępcze są statycznie wyznaczalne. Z punktu widzenia niezawodności tworzą one systemy elementów połączonych szeregowo, których zniszczenie jest równoznaczne ze zniszczeniem jednego pręta, a ich nośność jest równa nośności najsłabszego elementu. Uwzględniając losowy charakter granicy plastyczności materiału, z którego zostały one wykonane, oraz brak korelacji nośności prętów, niezawodność rozważanych konstrukcji prętowych jest znacznie mniejsza niż niezawodność pojedynczego pręta.

Zakładając, że pręty są wykonane z materiału o średniej wartości granicy plastyczności f_m i współczynniku zmienności $v_f = 0{,}05\,(5\%)$, a wymagana zgodnie z zaleceniami PN-EN 1990 [12] klasa niezawodności i projektowany okres użytkowania konstrukcji wynoszą odpowiednio RC2 i $T = 50$ lat, dopuszczalne prawdopodobieństwo przekroczenia stanu granicznego nośności konstrukcji powinno być nie większe niż $p_f = 7{,}2\times10^{-5}$. Jeżeli objętość wszystkich prętów konstrukcji dobrano tak, aby spełniały ten warunek, a obciążenie F jest w pełni zdeterminowane, to objętości dźwigarów (a), (b) i (c) są proporcjonalne do podanych wyżej wartości V_1, V_2, V_3. Jednak niezawodność konstrukcji złożonych z tych prętów zmniejsza się z liczbą prętów, zgodnie ze wzorem (1). Aby niezawodność układu prętów była równa $1 - p_{fi} = 0{,}999928$, niezawodność każdego pręta powinna być znacznie większa, co można osiągnąć zwiększając przekrój pręta, czyli również jego objętość.

W przypadku dźwigara złożonego z 3 prętów (rys.1c), dopuszczalna zawodność każdego pręta nie powinna być większa niż $p_{f1} \cong 2{,}4\times10^{-5}$. Wymaga to zwiększenia objętości materiału na całą konstrukcję o około 12%, czyli do wartości $V_3 = 1{,}755FL/f_m$ (dla zdeterminowanej granicy plastyczności $V_2 = 1{,}50FL/f_m$).

Dla dźwigara złożonego z 10 prętów (Rys.1b), dopuszczalna zawodność każdego pręta nie powinna być większa niż $p_{f1} \cong 7{,}2\times10^{-6}$, co wymaga zwiększenia objętości materiału na całą konstrukcję o około 27%, czyli do wartości $V_2 = 1{,}686FL/f_m$ (dla zdeterminowanej granicy plastyczności $V_2 = 1{,}328FL/f_m$).

Konstrukcja zbliżona do dźwigara Michella złożona z 20 prętów (Rys.1a), w której zawodność każdego pręta nie powinna być większa niż $p_{f1} \cong 3{,}6\times10^{-6}$, co wymaga zwiększenia objętości materiału o około 172%, czyli do wartości $V_1 = 2{,}210PL/f_m$ (dla zdeterminowanej granicy plastyczności $V_2 = 1{,}285FL/f_m$).

Korelacja nośności prętów powoduje redukcję efektu wpływu liczby elementów na niezawodność konstrukcji, której wielkość można oszacować na podstawie wzorów (3), (4)

i (5), aż do braku tego wpływu w przypadku pełnej korelacji $\rho_{ij} = 1{,}0$. Jednak założenie pełnej korelacji oznacza, że wszystkie pręty konstrukcji są wykonane z materiału o identycznych właściwościach, co jest w praktyce niemożliwe.

Warunek największej niezawodności prowadzi w przypadku konstrukcji statycznie wyznaczalnych do minimalizacji liczby elementów konstrukcji (np. liczby prętów w konstrukcjach statycznie wyznaczalnych) lub jej przesztywnienia. Konstrukcje statycznie niewyznaczalne charakteryzują się równoległą lub mieszaną strukturą niezawodnościową. Niezawodność układów równoległych $q_f = 1 - p_f$ złożonych z elementów o statystycznie niezależnej nośności zmniejsza się bardzo szybko z liczbą elementów n, a zmienność ich nośności v_R maleje proporcjonalnie do pierwiastka z liczby elementów:

$$p_f = \prod_{i=1}^{n} p_{fi} \ , \qquad v_R = v_{Ri} / \sqrt{n} \tag{6}$$

Niezawodność konstrukcji o mieszanej strukturze niezawodnościowej jest większa niż w przypadku konstrukcji o strukturze szeregowej, ale mniejsza niż o strukturze równoległej.

4. KRYTERIUM NAJMNIEJSZEGO RYZYKA

W normach projektowania konstrukcji budowlanych ryzyko jest definiowane jako miara kombinacji (zwykle suma iloczynów) prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzeń, które mogą spowodować przekroczenie określonego stanu granicznego konstrukcji i konsekwencji przekroczenia tego stanu [15, 16]:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) \sum_{j}^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} p(D_j \left| H_i \right.) p(S_k \left| D_j \right.) C(S_k) \tag{7}$$

gdzie zakłada się, że: konstrukcja poddana została N_H różnym zagrożeniom, które mogą uszkodzić konstrukcje na N_D różnych sposobów, zachowanie uszkodzonej konstrukcji można zdyskretyzować w N_S niekorzystnych stanach S_k z odpowiednimi konsekwencjami $C(S_k)$, $P(H_i)$ jest prawdopodobieństwem wystąpienia i-tego zagrożenia, $P(D_j \left| H_i \right.)$ jest warunkowym prawdopodobieństwem j-tego stanu uszkodzenia konstrukcji dającego i-te zagrożenie, a $P(S_k \left| D_j \right.)$ jest warunkowym prawdopodobieństwem k-tego niekorzystnego konstrukcyjnego zachowania S powodującego i-ty stan uszkodzenia.

Konstrukcja optymalna powinna spełniać warunek minimum ryzyka dla określonego scenariusza oddziaływań i związanych z nim konsekwencji przekroczenia stanów granicznych:

$$R = R_{\min}(p_f, H, C, \lambda, n) \tag{8}$$

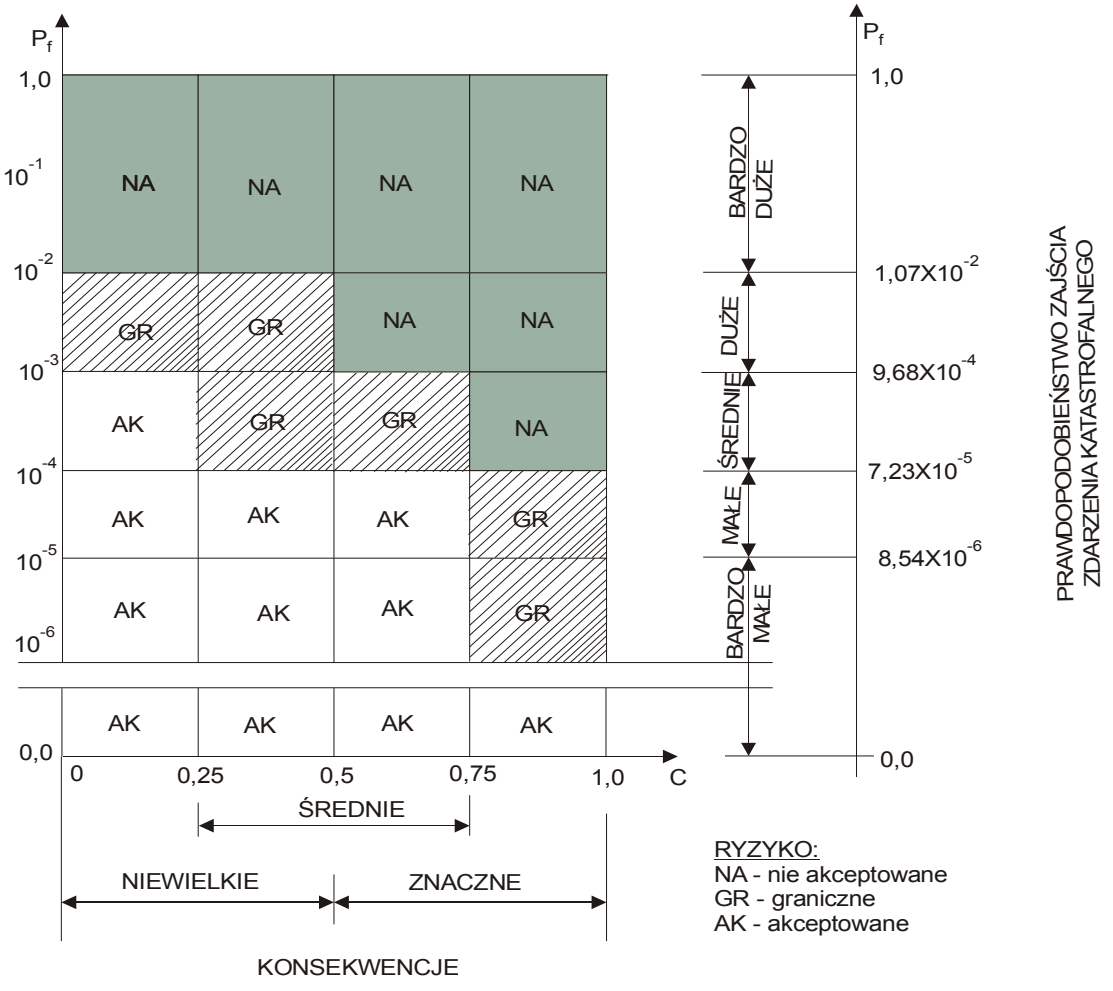
gdzie λ oznacza konfigurację a n liczbę elementów tworzących konstrukcję .

Rozważane zagadnienie ma charakter optymalizacji wielokryterialnej, sprowadzonej do funkcji celu w postaci (8), która umożliwia uwzględnienie większości zaleceń współczesnych norm projektowania konstrukcji. Rozwiązania można przeprowadzić według następującej procedury:

- zdefiniowanie topologii, tzn. liczby i typu elementów konstrukcji, jej geometrii, charakterystyk mechanicznych oraz określenie zakresu i ograniczeń możliwych zmian;

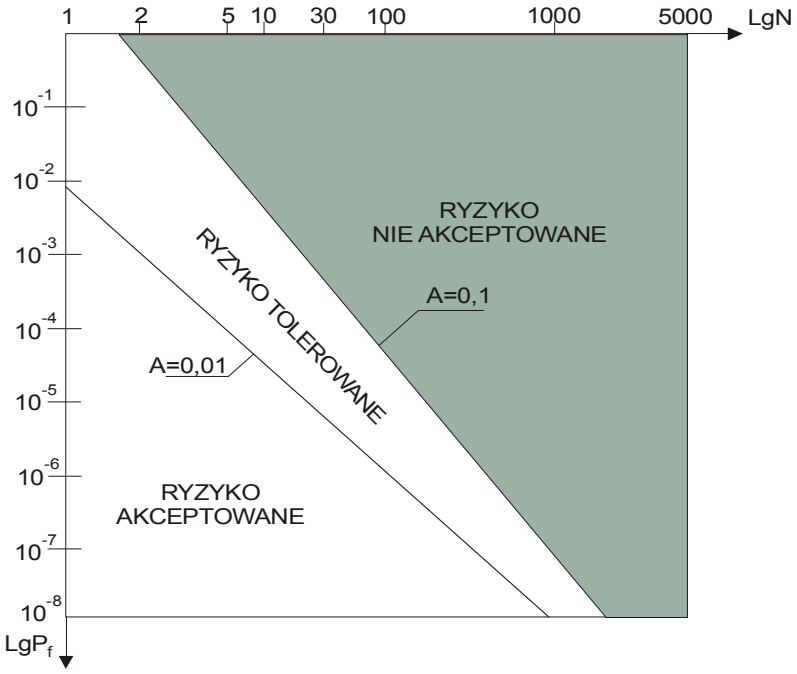
- określenie odpowiednich scenariuszy oddziaływań;
- określenie zagrożeń związanych z przekroczeniem stanów granicznych;
- oszacowanie prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożeń z różnymi intensywnościami;
- oszacowanie prawdopodobieństwa rozważanych stanów uszkodzenia i odpowiednich konsekwencji ich wystąpienia;
- obliczenie ryzyka dla przyjętych założeń i porównanie ich wartości z ryzykiem dopuszczalnym;
- zmiana geometrii, liczby i charakterystyk elementów konstrukcji i powtórzenie obliczeń do uzyskania minimalnej, ale nie większej od dopuszczalnej, wartości ryzyka.

Wskazówki co do ustalenia dopuszczalnych wartości ryzyka dla konstrukcji różnych klas konsekwencji można znaleźć w odpowiednich normach i publikacjach, między innymi [12, 15, 16, 17, 18, 19, 20]. Na rys.2 przedstawiono diagram ilustrujący możliwość kwalifikacji ryzyka w zależności od przedziałowych ocen jakościowo określonych kosztów oraz od prawdopodobieństwa zniszczenia lub wyłączenia konstrukcji z użytkowania, opracowany na podstawie informacji zawartych w normach [12] i [20].



Rys. 2. Diagram mieszanego kryterium akceptowalności ryzyka.

Na rysunku 3 przedstawiono tzw. diagram FN ilustrujący zależność społecznie akceptowanego, tolerowanego oraz nie akceptowanego prawdopodobieństwa utraty życia N osób, opracowany na podstawie formuły $P(f/year) < A \times N^{-\alpha}$ (gdzie $A = 0{,}1$; $\alpha = 2$ i $A = 0{,}01$; $\alpha = 2$), zamieszczonej w normie ISO 2394 [20].



Rys. 3. Ilustracja ilościowego kryterium akceptowalności ryzyka.

Kryterium oparte na minimalizacji ryzyka umożliwia jednoczesne uwzględnienie ilościowych i jakościowych wymagań sformułowanych we współczesnych przepisach prawa budowlanego i normach projektowania konstrukcji budowlanych. Numeryczny przykład zastosowania tego kryterium do oceny trwałości konstrukcji żelbetowej estakady zamieszczono w pracy [19].

5. PODSUMOWANIE

Tradycyjna metoda kształtowania konstrukcji oparta na wizualizacji i jakościowej optymalizacji „przepływu strumieni sił" w konstrukcji ma duże znaczenie dydaktyczne i praktyczne. Główne zagadnienia rozważane w ramach tej metody obejmują kształtowanie przekrojów poprzecznych na minimum masy konstrukcji oraz przekrojów podłużnych na stałą siłę (kształtowanie „funikularne"). Takie podejście inspiruje do poszukiwania formy umożliwiającej wykorzystanie racjonalnego wyboru topologii i geometrii konstrukcji, zgodnie z ideą funkcjonalizmu i konstruktywizmu w architekturze.

Wymagania prawa budowlanego i współczesnych norm projektowania konstrukcji mają charakter kompleksowy. Konstrukcję należy zaprojektować i wykonać w taki sposób, aby w przewidywanym okresie użytkowania spełniała w możliwie najwyższym stopniu zestaw warunków związanych z niezawodnością, nośnością, użytkowalnością, trwałością, odpornością na wyjątkowe oddziaływania oraz minimalizacją kosztów, szkodliwych wpływów na środowisko naturalne, społeczeństwo i dziedzictwo kulturowe. Konstrukcje kształtowane na minimalne zużycie materiałów lub na największą wytrzymałość często nie spełniają innych wymagań, lub spełniają je w sposób daleki od optymalnego.

Wskutek losowego charakteru zmiennych stanu, przede wszystkim właściwości materiałów i oddziaływań, konstrukcje o najmniejszej masie z reguły nie mają wymaganej niezawodności. Decydują o niej przede wszystkim: struktura niezawodnościowa konstrukcji, liczba, rodzaj i stopień korelacji nośności elementów. Zapewnienie wymaganej niezawodności w projektowanym okresie użytkowania jest podstawowym zadaniem uczestników procesu budowlanego, dlatego kryterium największej niezawodności należy

traktować jako kluczowe kryterium optymalizacji konstrukcji.

Najbardziej uniwersalnym kryterium optymalnego kształtowania, wymiarowania oraz oceny stanu konstrukcji, umożliwiającym uwzględnienie zarówno ilościowych, jak i jakościowych wymagań stawianych współczesnym konstrukcjom, jest kryterium minimum ryzyka. Miarą ryzyka jest kombinacja, zwykle iloczyn, prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzeń, które mogą spowodować przekroczenie określonego stanu granicznego konstrukcji i konsekwencji przekroczenia tego stanu. Charakteryzuje ono zarówno samą konstrukcję, scenariusze oddziaływań i różnorodne konsekwencje zagrożeń. Metody i procedury analizy i optymalizacji ryzyka są jednak wciąż przedmiotem intensywnych badań i zakres ich wykorzystania w praktyce jest ograniczony.

Literatura

[1] Zalewski W.: Kształtowanie konstrukcji. Wprowadzenie i przykłady. VII Sympozjum Kształtowanie Konstrukcji. Rzeszów, 3-4 lutego 2005. Referaty, Tom 1, s. 49-72, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów, 2005.

[2] Kuś S.: Ogólne zasady kształtowania konstrukcji. Rozdział 2 w pracy zbiorowej: Budownictwo ogólne. Tom 3, s. 11-71, Arkady, Warszawa 2008.

[3] Ritter W.: Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung. Vol. 33, No.7, Feb. 1899, Zurich.

[4] Michell A.G.M.: The limits of economy of materials in frame structures. Phil. Mag. 8, pp. 589-597, 1904.

[5] Chan H.S.: Half-plane slip line fields and Michell structures. Journal of Mech. Appl. Math. No. 20, pp. 453-464, 1967.

[6] Prager W.: Nearly optimal design of trusses. Comp. Structures, No.8, pp. 451-454, 1978.

[7] Lewiński T.: Michell structures formed on surface of revolution. Struct. Multidisc. Optimization, No. 28, pp. 20-30, 2004.

[8] Thürlimann B.: Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton. Institut für Baustatik und Konstruktion. ETH, Zürich, 1988.

[9] Schlaich J., Schäfer K.: The Design of Structural Concrete. FIP Congress, Amsterdam, 1998.

[10] PN-EN 1992-1-1 : 2008. Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN, Warszawa, wrzesień 2008.

[11] Szymczak C.: Elementy teorii projektowania. PWN, Warszawa 1998.

[12] PN-EN 1990: 2002. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji. PKN, Warszawa, 2004.

[13] Wasiutyński Z.: Pisma T.2, O zagadnieniach optymalizacji. PWN, Warszawa 1978.

[14] Nowak A., Collins K.R.: Reliability of Structures. McGraw-Hill, 2000.

[15] ISO Standard 13824: General principles on risk assessment of systems involving structures. Committee Draft, 2009.

[16] PN-EN 1991-1-7: 2008. EC1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Eurokod 1. Oddziaływania wyjątkowe. PKN, Warszawa, październik 2008.

[17] Vrouwenvelder A., et al.: Risk Assessment and Risk Communication in Civil Eng., CIB Report: Publication 259, CIB General Secretariat: Rotterdam, 2001.

[18] Rakwitz, R.: Discounting for optimal and acceptable technical facilities involving risk. Journal Heron, Vol. 49, no.2, (2004), pp. 139 – 170.

[19] Woliński S.: Risk based approach to service life assessment of building structures. Proc. of Seminar on "Sustainability of Constructions", COST C25, Dresden 6-7 October 2008, s. 4.43-4.51.

[20] ISO 2394: 1988(E). General principles on reliability for structures.

REMARKS ON SHAPING CRITERIA OF STRUCTURES

Summary

The paper deals with some aspects of shaping criteria for design of building structures. Shaping of structures was defined by prof. W. Zalewski as „qualitative approach to optimization of the flow of forces in a structure based on the rational principles of their physical and geometrical assessment". Traditionally, the least weight criterion of completely deterministic structures (deterministic structural properties, materials and loads) are considered in that type of structural optimization. While there is a certain elegance about these solutions, they are not robust and even small variations in loading pattern, material and geometrical properties can cause a structure designed to such an optimal solution to fail.
Optimization criteria based on requirements recommended in the Eurocode are briefly reviewed. Two probabilistic criteria, namely the maximum reliability and the minimum risk are presented and discussed in detail. The minimum risk criterion provides in especial optimization possibilities with respect to the technical design code criteria and to both the quantitative and qualitative requirements.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Walter WUWER
Kamil SŁOWIŃSKI
Politechnika Śląska w Gliwicach

BADANIA ZŁOŻONEGO ELEMENTU CIENKOŚCIENNEGO Z PODATNYMI POŁĄCZENIAMI SWORZNIOWYMI

1. WSTĘP

W ostatnich kilkunastu latach wzniesiono na terenie kraju setki obiektów, w całości zaprojektowanych z kształtowników giętych na zimno z blach, o przekrojach otwartych i półzamkniętych. Obiekty te realizowane są przez firmy zagraniczne wg ich własnych systemów konstrukcyjnych [1] i montowane na placach budowy z pojedynczych prętów przy użyciu śrub zwykłych lub sprężających [2], [3], [4].

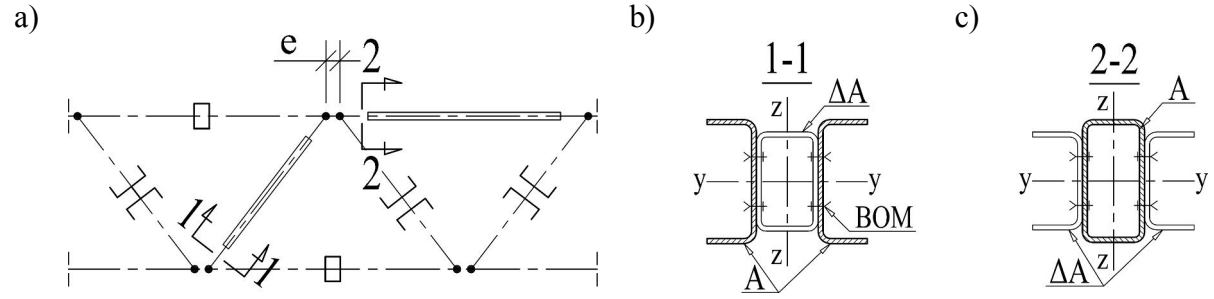
Przy bogatej ofercie krajowego asortymentu kształtowników giętych oraz rosnącym popycie na lekkie i ekonomiczne konstrukcje z tych kształtowników, ważne wydają się – poza badaniami połączeń zakładkowych w tego typu konstrukcjach – także badania analityczne i doświadczalne ściskanych osiowo i zginanych złożonych elementów bliskogałęziowych, w których pręt główny współpracuje – na określonej długości pomiędzy punktami podparcia – z dodatkowymi gałęziami, połączonymi z nim przylgowo w sposób podatny.

W celu poprawienia warunków nośności i stateczności, np. ściskanych i zginanych prętów kratownicy, połączonych w węzłach niewspółśrodkowo, można by je projektować jako elementy złożone bliskogałęziowe, w których pasy-gałęzie będą wzajemnie połączone na określonej długości, za pośrednictwem dodatkowej, współpracującej z nimi gałęzi (rys. 1). Nie zachodzi wówczas potrzeba doprowadzania dodatkowej gałęzi ΔA do węzłów, jeśli tylko wartość siły ściskającej w pręcie głównym A (por. rys. 1) nie przekracza nośności obliczeniowej przekroju pręta głównego przy ściskaniu i zginaniu. Zakłada się przy tym, że przylegające do siebie ścianki otwartych przekrojów ceowych i przekroju zamkniętego, są ze sobą połączone za pomocą sworzni jednostronnych typu BOM [5, 6]. Połączenia te charakteryzują się istotną podatnością [7], która nie zapewnia pełnego udziału gałęzi wspomagającej (ΔA) w przenoszeniu obciążenia ściskającego lub ściskającego i zginającego. Zachodzi więc konieczność dokładniejszego rozeznania wzajemnej współpracy trzech gałęzi pręta złożonego-bliskogałęziowego, co stanowi główny cel opisanych badań analitycznych i doświadczalnych.

W referacie zaproponowano metodę oszacowania poziomu tej współpracy przy ściskaniu osiowym, z pominięciem zginania. Przedstawiono także wyniki badań doświadczalnych złożonego pręta bliskogałęziowego, w którym osiowo ściskane pasy-gałęzie z kształtowników giętych na zimno z blach, współpracują z wprowadzonym w ich świetle

dodatkowym przekrojem rurowym, połączonym z nimi przylgowo na całej długości pomiędzy węzłami podporowymi, za pomocą sworzni jednostronnych BOM.

Dotychczas wykonano obszerne badania analityczne i doświadczalne 1- lub 2-ciętych połączeń na śruby, nity oraz sworznie [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], a także na sworznie jednostronne [7], [16], poddanych równoczesnemu ścinaniu i zginaniu. Wyniki badań elementów bliskogałęziowych mogą być, równie jak połączenia, przydatne w opracowaniu brakującego w kraju racjonalnego systemu konstrukcyjnego zaprojektowanego z kształtowników giętych na zimno z blach lub zastosowane, np. w przypadku wzmacniania elementów w konstrukcji istniejącej.



Rys. 1. Złożone elementy bliskogałęziowe: a) zarys geometryczny kratownicy, b) przekrój pręta głównego dwugałęziowego A wzmocnionego gałęzią ΔA, c) przekrój gałęzi A wzmocnionej ceownikami ΔA

2. MODEL OBLICZENIOWY

Analitycznym rozwiązaniem problemu rozdziału całkowitego obciążenia N na trzy elementy współpracujące w pręcie złożonym (rys. 2), jest układ m równań nieliniowych, z którego wyznacza się wartości sił ścinających łączniki N_i (i = 1, 2,..., m) w i-tym poziomie połączenia, wg [17, 18] postaci:

$$f\left(\frac{N_i}{r}\right)=i\frac{N\cdot a}{E\cdot A}-\frac{2a}{E}\left(\frac{1}{A}+\frac{1}{\Delta A}\right)\left(\sum_{k=1}^{i}N_k\cdot k+i\sum_{k=i+1}^{m}N_k\right). \tag{1}$$

gdzie (por. rys. 2):

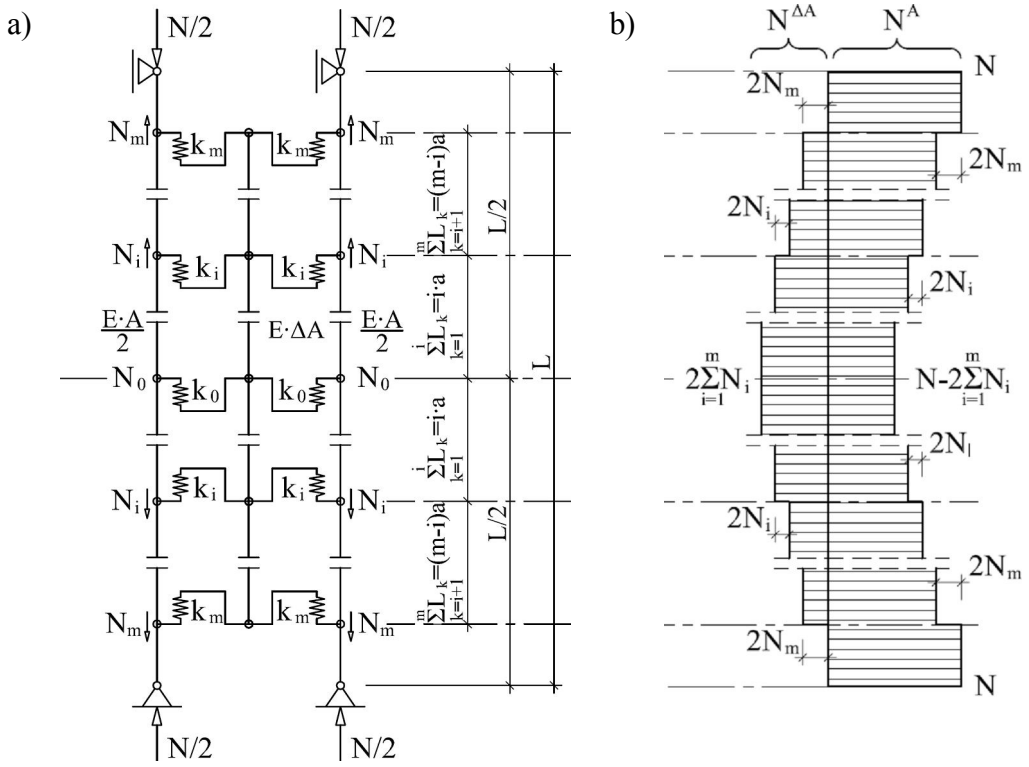
A – pole powierzchni części wzmacnianej przekroju,
ΔA – pole powierzchni części wzmacniającej przekroju,
E – moduł Younga stali pręta złożonego (przy założeniu jednakowej wartości modułu dla trzech gałęzi pręta),
N – siła osiowa obciążająca element o polu powierzchni A w przekroju węzłowym,
N_i, N_k – obciążenie przypadające odpowiednio na łączniki i-tego oraz k-tego poziomu w połączeniu przekroju wzmacniającego z jedną gałęzią elementu wzmacnianego,
$a = L_i$ – rozstaw połączeń na długości pręta, dla $i = 1 \div m$,
k – wskaźnik: 1, 2, 3…m,
m – liczba poziomów połączeń na długości $L/2$ pręta,
r – liczba łączników w i-tym połączeniu jednej gałęzi wzmacnianej z przekrojem wzmacniającym,
$f\left(\frac{N_i}{r}\right)$ – funkcja odwrotna do zależności (3):

$$f\left(\frac{N_i}{r}\right) = f(S_i) = -\frac{1}{b_s}\ln\left(1-\frac{N_i}{r\cdot a_s}\right), \tag{2}$$

w której:

a_s, b_s – parametry funkcji (3), opisującej zależność fizyczną, która zachodzi między obciążeniem S_i pojedynczego łącznika w poziomie i-tym oraz wzajemnym przemieszczeniem δ_i łączonych ścianek w osi łącznika, ustalona na podstawie badań doświadczalnych [7] w postaci funkcji wykładniczej:

$$S_i = a_s(1-e^{-b_s\cdot\delta_i}). \tag{3}$$



Rys. 2. Model obliczeniowy pręta złożonego: a) schemat, b) rozdział obciążenia w gałęziach: wzmacnianej N^A i wzmacniającej $N^{\Delta A}$

Sztywności chwilowe k_i na poszczególnych poziomach połączeń $i = 0 \div m$ (por. rys. 2), określone zostały dla krzywej wynikowej wg (3).

Rozdział obciążenia całkowitego N na poszczególne przekroje pręta złożonego, w kolejnych odcinkach L_k na długości pręta, wyznaczyć można z zależności:

$$N_{i,i+1}^{A} = N - 2\sum_{k=i+1}^{m} N_k, \tag{4}$$

$$N_{i,i+1}^{\Delta A} = 2\sum_{k=i+1}^{m} N_k, \tag{5}$$

gdzie:

$N_{i,i+1}^{A}, N_{i,i+1}^{\Delta A}$ – siły osiowe na odcinku $i,i+1$, odpowiednio w przekrojach elementów: wzmacnianego (A) oraz wzmacniającego (ΔA).

3. BADANIA DOŚWIADCZALNE

3.1. Cel i założenia

Badania doświadczalne przeprowadzone zostały w laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej w Gliwicach.

Przewidziano obserwację zachowania się pręta bliskogałęziowego, w którym ściskany osiowo dwuprzegubowy pręt główny o przekroju złożonym z dwu gałęzi, jest w sposób podatny połączony pomiędzy punktami podparcia z dodatkową gałęzią.

Celem badań jest ustalenie funkcji rozdziału całkowitego obciążenia osiowego na pasy pręta głównego oraz dodatkową gałąź wspomagającą.

Przeprowadzone badanie pozwoliło na wstępną weryfikację uprzednio opracowanego modelu obliczeniowego opisującego zachowanie się złożonego elementu 3-gałęziowego.

3.2. Element próbny

Badany element próbny bliskogałęziowy Bg-1 składa się z pręta głównego o przekroju złożonym 2U 60/200/60×5 oraz dodatkowej gałęzi-przekładki o przekroju zamkniętym RP 160/80×5 (rys. 3). Gałąź rurowa połączona jest przylgowo z pasami o przekrojach ceowych na ich długości pomiędzy węzłami podporowymi, za pomocą sworzni jednostronnych BOM-R16-6 [5, 6], rozmieszczonych w rozstawach co 340 mm, po dwa łączniki w każdym połączeniu. Łączniki osadzono w otworach ∅14 mm, za pomocą osadzaka hydraulicznego [5], co zapewniło szczelne wypełnienie otworów przez materiał tulejki sworznia [7]. Parametry wytrzymałościowe materiału gałęzi pręta złożonego pokazano w Tablicy 1.

Tablica 1. Parametry wytrzymałościowe materiału gałęzi elementu próbnego Bg-1

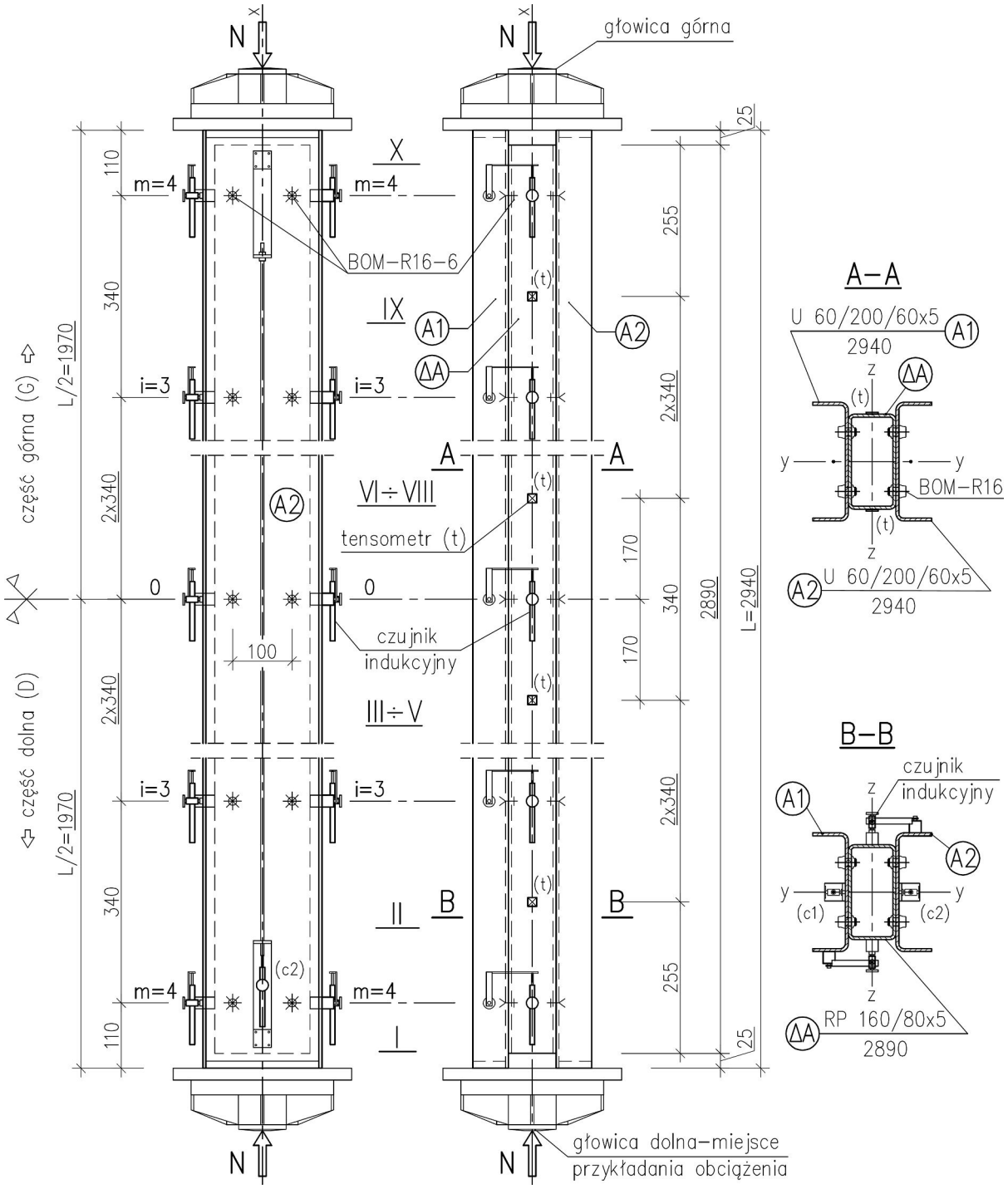
Rodzaj elementu	Oznaczenie stali	Wg „Huty Pokój”		Wg normy [19]		
		f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_{yb} [MPa]	f_{ya} [MPa]	f_u [MPa]
1	2	3	4	5	6	7
U 60/200/60×5	S235JR	303	379	235	264	360
RP 160/80×5	S235JR	380	415	235	274	360

3.2. Opis stanowiska badawczego

Element próbny poddawany był ściskaniu osiowemu w maszynie wytrzymałościowej o napędzie hydraulicznym (rys. 4). Pręt zamocowano obustronnie przegubowo za pośrednictwem głowic: górnej i dolnej (por. rys. 4b, c).

Końce ceowych pasów elementu sfrezowano, aby zapewnić właściwy docisk przekrojów ceowych do poziomych blach głowic podporowych. Obie głowice wyposażone zostały w odpowiednio wyprofilowane płaskowniki stabilizujące pasy we właściwym położeniu, zapewniając osiowe przekazywanie obciążenia na element próbny.

Podczas obciążania elementu badawczego mierzone były, za pomocą czujników indukcyjnych o dokładności 0,001 mm, wzajemne przemieszczenia ścianek łączonych gałęzi w osiach łączników oraz całkowita zmiana długości pręta złożonego (czujniki indukcyjne c1, c2, por. rys. 3). Czujniki indukcyjne sprzężone z systemem komputerowym, pozwalały na odczyt wyników co 0,5 sekundy. Naprężenia w ściankach rury nieprzylegających do ceowników, mierzone były za pomocą tensometrów foliowych (ozn. t, por. rys. 3) zamocowanych w połowie odległości pomiędzy sąsiednimi poziomami łączników.



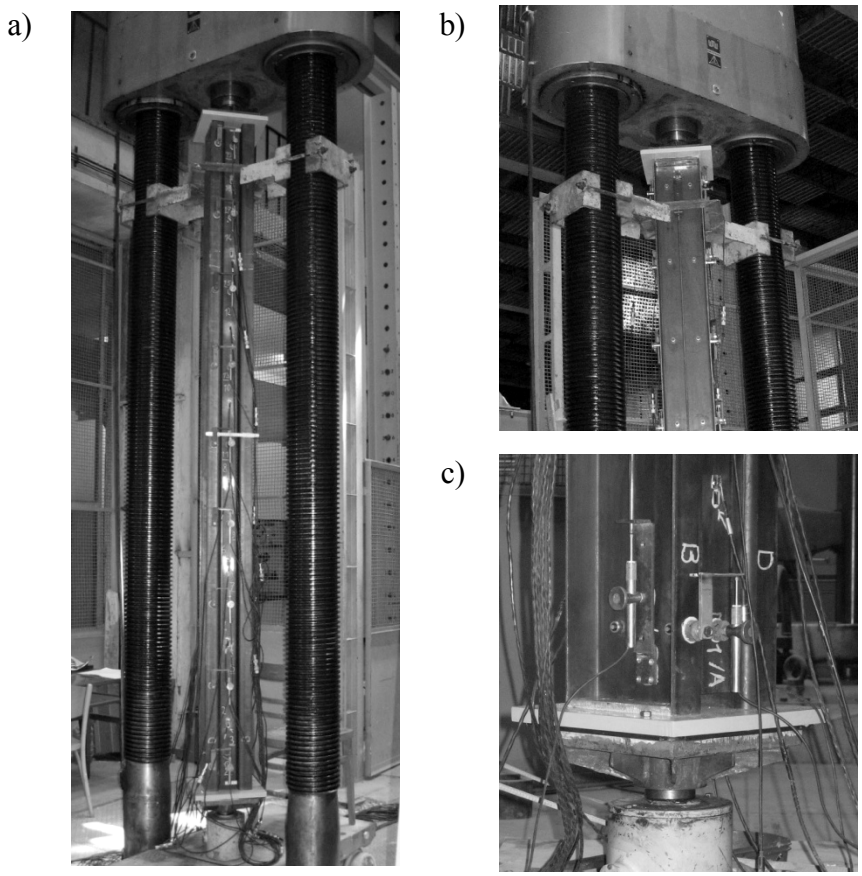
Rys. 3. Schemat elementu próbnego

3.3. Procedura badawcza

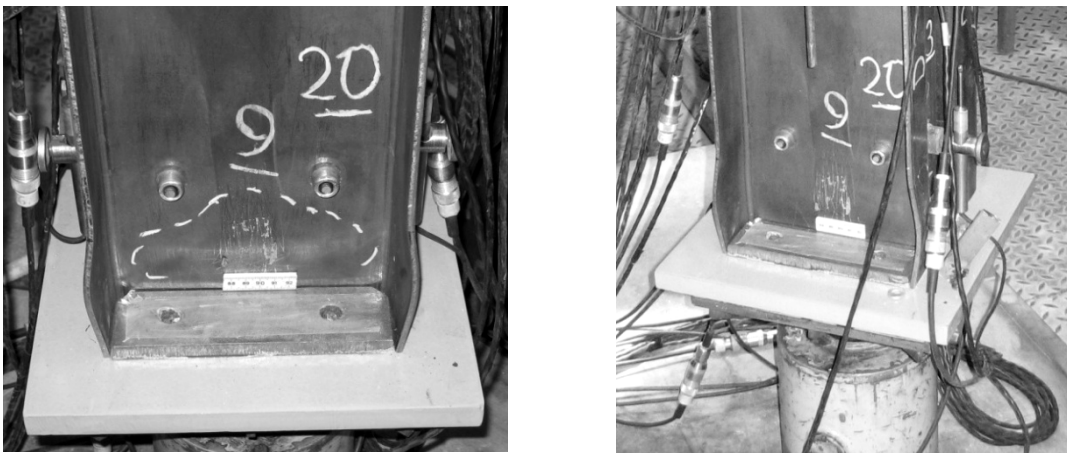
Siła osiowa N przykładana była do elementu próbnego za pośrednictwem głowicy dolnej (por. rys. 4c) do momentu, w którym nie był on w stanie przenieść dodatkowego obciążenia.

Wyczerpanie nośności pręta złożonego nastąpiło poprzez miejscową (symetryczną) formę utraty stateczności ścianek w ceowniku gałęzi A2 (por. rys. 3) w połączeniu z głowicą dolną (rys. 5), przy obciążeniu wynoszącym odpowiednio: 79%, 102% i 91% obliczeniowej nośności przekroju pasów-gałęzi przy równomiernym ściskaniu $N_{c,Rd}$, obliczonej, dla wartości

granicy plastyczności, kolejno: f_y wg „Huty Pokój”, materiału wyjściowego f_{yb} oraz wartości uśrednionej f_{ya} (por. kol. 3, 5 i 6 w tab. 1). W gałęzi A1 stwierdzono jedynie nieznaczne deformacje ścianek przekroju na styku z blachą poziomą głowicy dolnej. Nie stwierdzono natomiast wyraźnych oznak zniszczenia przekrojów przypodporowych na poziomie głowicy górnej.



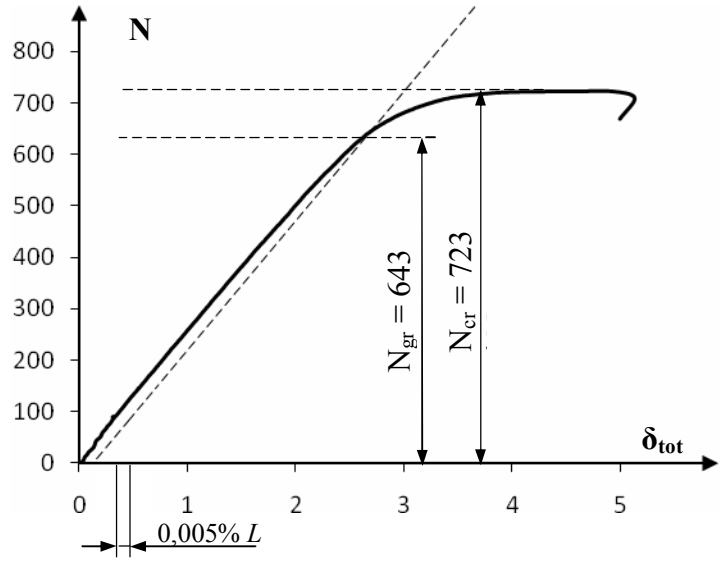
Rys. 4. Element próbny Bg-1 zabudowany na stanowisku badawczym: a) widok ogólny, b) głowica górna, c) głowica dolna



Rys. 5. Forma zniszczenia dolnej strefy przypodporowej gałęzi A2 elementu próbnego Bg-1

Na rysunku 6 przedstawiono wykres zależności: obciążenie całkowite N - całkowita zmiana długości badanego pręta δ_{tot}, odczytana z czujnika indukcyjnego c2 umieszczonego na

gałęzi A2 (por. rys. 3). Obciążenie graniczne N_{gr} = 643 kN, ustalono na poziomie odkształceń trwałych odpowiadających 0,005% długości początkowej L elementu próbnego, wg [20]. Wartość krytyczna obciążenia N_{cr} = 723 kN, odpowiada – w badanym przypadku – wyczerpaniu nośności elementu na skutek utraty stateczności miejscowej ścianek przekroju przypodporowego w gałęzi A2 (por. rys. 5).



Rys. 6. Zależność N-δ_{tot} w elemencie próbnym Bg-1

4. ROZWIĄZANIE ANALITYCZNE

Dla rozważanego pręta złożonego sformułowano wg (1), układ 4 równań nieliniowych ($i = 1 \div 4$), pozwalający wyznaczyć wartości sił ścinających łączniki na poszczególnych poziomach połączeń i, w postaci:

$$-\frac{1}{b_s}\ln\left(1-\frac{N_1}{r\cdot a_s}\right)=\frac{N\cdot a}{E\cdot A}-\frac{2a}{E}\left(\frac{1}{A}+\frac{1}{\Delta A}\right)\left(N_1+N_2+N_3+N_4\right), \tag{6}$$

$$-\frac{1}{b_s}\ln\left(1-\frac{N_2}{r\cdot a_s}\right)=2\frac{N\cdot a}{E\cdot A}-\frac{2a}{E}\left(\frac{1}{A}+\frac{1}{\Delta A}\right)\left[N_1+2\left(N_2+N_3+N_4\right)\right], \tag{7}$$

$$-\frac{1}{b_s}\ln\left(1-\frac{N_3}{r\cdot a_s}\right)=3\frac{N\cdot a}{E\cdot A}-\frac{2a}{E}\left(\frac{1}{A}+\frac{1}{\Delta A}\right)\left[N_1+2N_2+3\left(N_3+N_4\right)\right], \tag{8}$$

$$-\frac{1}{b_s}\ln\left(1-\frac{N_4}{r\cdot a_s}\right)=4\frac{N\cdot a}{E\cdot A}-\frac{2a}{E}\left(\frac{1}{A}+\frac{1}{\Delta A}\right)\left(N_1+2N_2+3N_3+4N_4\right), \tag{9}$$

a następnie, ilościowy rozdział siły osiowej na poszczególne elementy współpracujące pręta złożonego wg zależności (4) i (5).

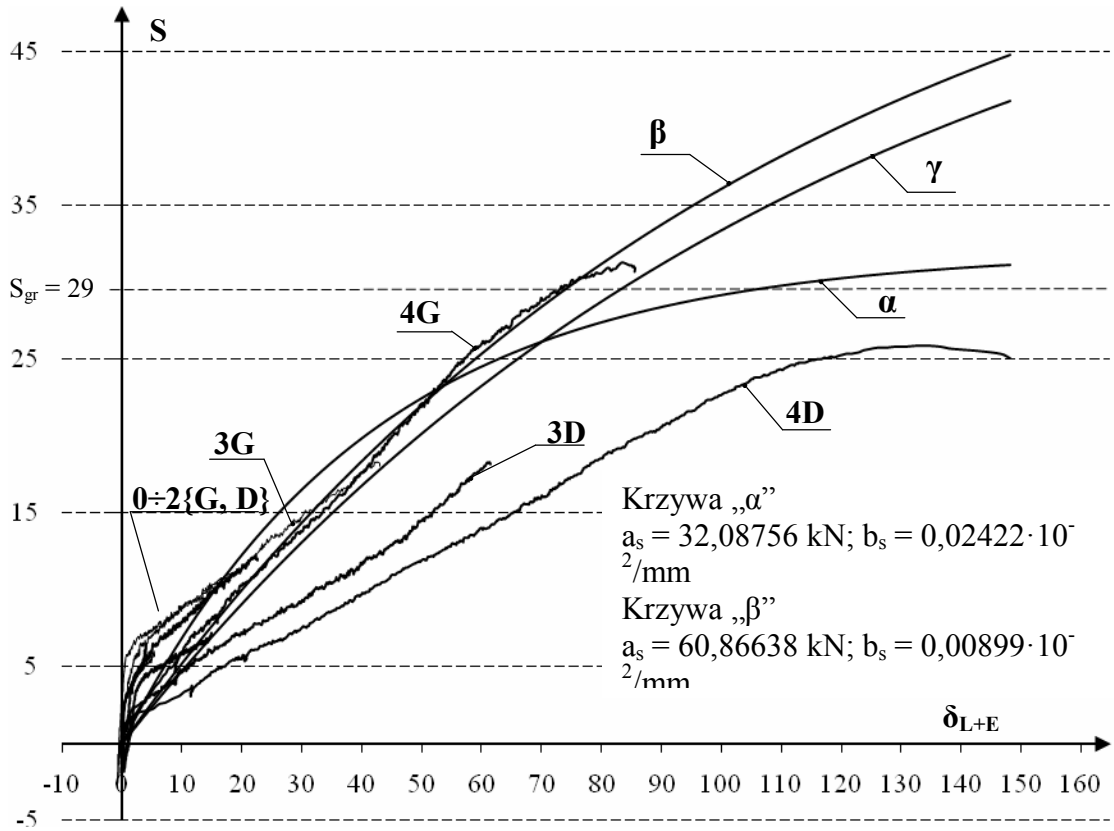
Obliczenia wykonano w programie *Mathematica*, przyjmując następujące dane: $A = 2\cdot 15{,}1 = 30{,}2$ cm^2 (2U 60/200/60×5) oraz $\Delta A = 22{,}36$ cm^2 (RP 160/80×5), $r = 2$,

$a = L_1 \div L_4 = 340$ mm, $E = 210$ GPa. Do obliczeń przyjęto wartości współczynników a_s i b_s funkcji (3), określone na podstawie wyników badań doświadczalnych elementu próbnego Bg-1 oraz wg [7].

Wybrane wyniki analizy numerycznej porównano z wynikami badań doświadczalnych w p. 5 referatu.

5. PORÓWNANIE WYNIKÓW BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH I ANALITYCZNYCH

Na rysunku 7 pokazano ścieżki równowagi statycznej łączników w połączeniach ścianek pasów ceowych z gałęzią rurową (por. rys. 3). Zależność między obciążeniem S pojedynczego sworznia a przemieszczeniem δ_{L+E}, tj. sprężystym δ_E i trwałym „luzowym" δ_L [7], zachodzącym w osi sworznia między łączonymi ściankami na kolejnych poziomach połączeń $m = 1 \div 4$, przedstawiono w postaci krzywych oznaczonych 1D ÷ 4D oraz 1G ÷ 4G, odpowiednio dla połączeń w dolnej (D) i górnej (G) części pręta złożonego oraz krzywej 0 dla połączenia w jego osi symetrii (por. rys. 3). Wartości sił ścinających łączniki S i przemieszczeń δ_{L+E} w i-tym poziomie połączenia, określone zostały jako średnie arytmetyczne obliczone na podstawie odczytów, odpowiednio z tensometrów i czujników indukcyjnych zamocowanych na stosownym odcinku na długości elementu próbnego (por. rys. 3).



Rys. 7. Zależności S-δ_{L+E} w połączeniach ścianek gałęzi elementu próbnego Bg-1 (opis w tekście)

Na wykresie naniesiono także krzywe „*α*" i „*β*" aproksymujące uzyskane wyniki badań oraz krzywą wynikową „*γ*" wyznaczoną dla połączeń ścianek grubości 5 mm, na podstawie wcześniejszych badań doświadczalnych [7]. Trzy krzywe „*α*", „*β*" i „*γ*" opisane

zostały funkcją wykładniczą (3). W rozważaniach pominięto krzywe 3D i 4D, jako wyjątkowo źle odwzorowujące zachowanie się łączników w połączeniach, z uwagi na istotny wpływ – na wartości przemieszczeń – pogłębiających się w miarę wzrostu obciążenia lokalnych deformacji ścianek przekrojów ceowych w sąsiedztwie podpory dolnej, na których zamocowano (zbyt blisko głowicy dolnej) uchwyty czujników indukcyjnych (por. rys. 3 i 4c).

Na charakter przebiegu krzywej wynikowej „*α*” aproksymującej krzywe 1G do 4G oraz 1D i 2D, zasadniczy wpływ mają duże sztywności początkowe połączeń. Toteż krzywa „*α*” w zadowalający sposób opisuje zachowanie się łączników w początkowym zakresie ich obciążenia w połączeniu. Przy większych zaś poziomach obciążeń, ścieżkę równowagi statycznej łączników w połączeniu zdecydowanie lepiej opisuje krzywa „*β*”, aproksymująca tylko krzywą 4-G, ukazującą najpełniejszy – spośród krzywych doświadczalnych – przebieg zależności S-δ_{L+E}.

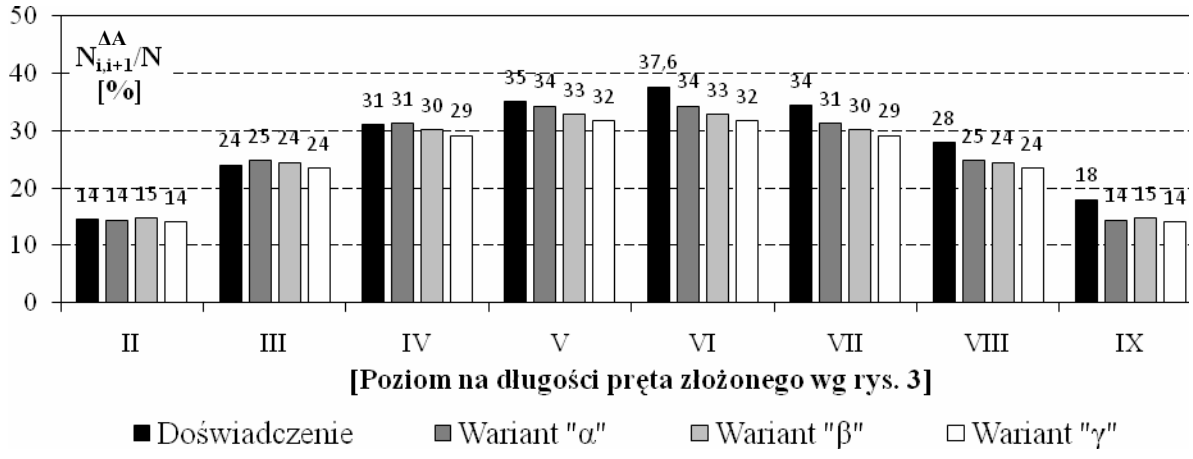
W tablicy 2 zestawiono wyniki doświadczalne i analityczne ilustrujące ilościowy rozdział całkowitego obciążenia $N = N_{gr} = 643$ kN pręta złożonego (por. rys. 6), przypadający na gałąź rurową (N^{AA}, por. rys. 2) na kolejnych poziomach (II ÷ IX) na długości elementu próbnego Bg-1. Wyniki uzyskane w rozwiązaniu analitycznym w trzech wariantach: „*α*”, „*β*” i „*γ*”, są właściwe dla wartości parametrów a_s i b_s funkcji (3), przyjętych do obliczeń, odpowiednio dla krzywych wynikowych wg rysunku 7. Na podstawie wyników przedstawionych w tablicy 2, ustalono procentowy udział gałęzi rurowej w przenoszeniu obciążenia całkowitego $N = N_{gr}$ (rys. 8).

Tablica 2. Ilościowy rozdział siły osiowej w gałęzi rurowej

Wyniki		Siła osiowa w rurze N^{AA} [kN] na kolejnych poziomach (II ÷ IX) na długości pręta złożonego, obciążonego siłą osiową N_{gr} = 643 kN							
		II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
doświadczalne		92,97	154,25	198,86	224,68	241,59	220,46	179,37	115,51
analityczne	wariant „α „	92,85	159,57	200,66	220,01	220,01	200,66	159,57	92,85
	wariant „β”	95,19	157,19	193,62	210,42	210,42	193,62	157,19	95,19
	wariant „γ”	90,97	151,15	187,07	203,85	203,85	187,07	151,15	90,97

Z uwagi na fakt, że zakres obciążenia większości łączników w połączeniach mieścił się w obszarze ich dużych sztywności początkowych, najlepsze przybliżenie wyników doświadczalnych otrzymano w obliczeniowym wariancie „*α*” (por. rys. 8). Zważywszy jednak na fakt, że nośność obliczeniowa pojedynczego sworznia BOM-R16-6 wynosi 48,6 kN [7] oraz, że maksymalna siła ścinająca pojedynczy łącznik S_{gr} w elemencie próbnym – przy obciążeniu całkowitym $N = N_{gr}$ – wynosi 29 kN (por. rys. 7), bardziej racjonalnym wydaje się przyjęcie do obliczeń krzywej „*β*”, która lepiej odwzorowuje zachowanie się łączników w pełnym zakresie ich pracy, aż do osiągnięcia nośności obliczeniowej (por. rys. 8). Mając jednak na uwadze niewystarczającą liczbę badań do statystycznego opracowania wyników (jeden element próbny), uzasadnione jest, aby do obliczeń analitycznych wykorzystać wartości parametrów a_s i b_s funkcji (3) odpowiadające krzywej wynikowej „*γ*” wg [7] (por. wariant „γ” na rys. 8).

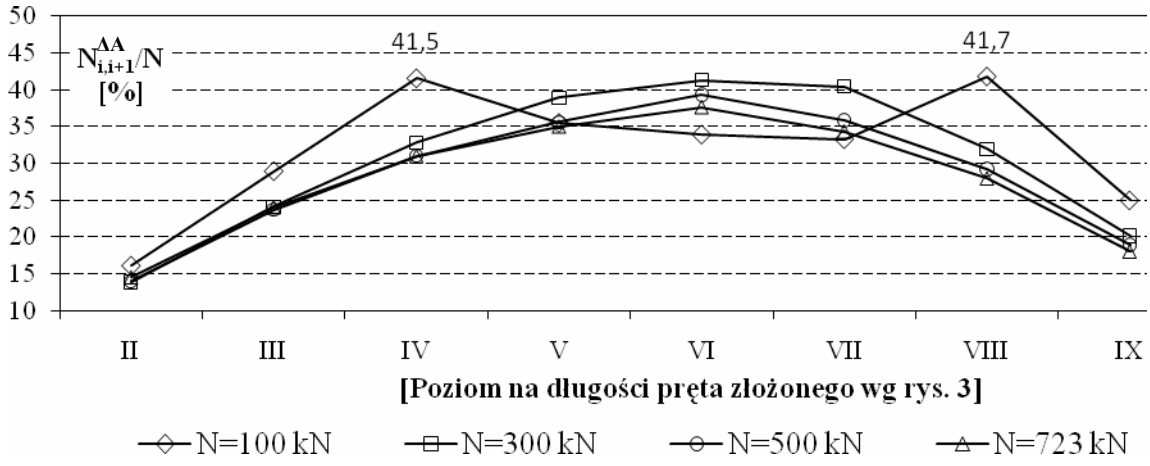
Z uwagi na wpływ losowych oddziaływań w obrębie łączników, obserwuje się niewielkie różnice pomiędzy wynikami badań doświadczalnych i analitycznych. Nieznacznie niesymetryczny rozkład siły osiowej w gałęzi rurowej (por. rys. 8), tłumaczyć należy przede wszystkim zbyt szybkim przyrostem siły osiowej w elemencie próbnym, co nie pozwalało odpowiednio ustabilizować się obciążeniu w gałęziach, po wyzwoleniu luzów w połączeniach. Przykładowo w początkowym zakresie obciążenia na kilku poziomach połączeń zaobserwowano występowanie sił o zwrotach przeciwnych do przewidywanych (por. rys. 7), lokalnie zwiększających wartości sił osiowych w przekroju rurowym (rys. 9).



Rys. 8. Procentowy udział gałęzi rurowej w przenoszeniu obciążenia N_{gr} = 643 kN

W miarę wzrostu obciążenia N elementu próbnego Bg-1, przebieg funkcji rozdziału siły osiowej $N^{\Delta A}$ na długości gałęzi rurowej zbliża się do idealnego-symetrycznego. Przyrostowi obciążenia N towarzyszy zmniejszenie procentowego udziału rury w przenoszeniu obciążenia, na skutek zmniejszających się sztywności chwilowych 1-ciętych połączeń sworzniowych (por. rys. 7 i 9). Warto zauważyć, że przy obciążeniu siłą osiową N_{cr} = 723 kN (por. rys. 6), rzeczywisty udział przekroju rurowego w przenoszeniu obciążenia na poziomach V i VI jest, odpowiednio o 7,5% i 4,9% mniejszy, niż wynikało by to z jego sztywności przy osiowym ściskaniu, przy w przypadku niepodatnego połączenia przylegających do siebie ścianek gałęzi rurowej i pasów ceowych.

Badanie elementu próbnego Bg-1 dostarczyło szeregu informacji, które będą wykorzystane w badaniach kolejnych, podobnych elementów próbnych.



Rys. 9. Procentowy udział gałęzi rurowej w przenoszeniu obciążenia całkowitego N równego: 100 kN, 300 kN, 500 kN, 723 kN.

6. PODSUMOWANIE

Zastosowanie złożonych prętów bliskogałęziowych – w projektowaniu konstrukcji prętowych z kształtowników giętych na zimno z blach – wydaje się racjonalne. Ponad 30-procentowy udział dodatkowego przekroju wzmacniającego w przejmowaniu obciążenia

osiowego, zabudowanego pomiędzy węzłami na długości pręta wzmacnianego, w sposób zadowalający poprawia jego nośność. Warunek nośności ściskanego osiowo pręta złożonego wymaga ustalenia sztywności zastępczej przekroju, uwzględniającej podatne połączenia współpracujących ze sobą trzech gałęzi.

Otrzymane wyniki należy potwierdzić badaniami analogicznych elementów próbnych, a następnie także elementów bliskogałęziowych równocześnie ściskanych i zginanych. W rozważanych konstrukcjach prętowych, z niewspółśrodkowo połączonymi prętami w węzłach, warunek nośności będzie bowiem wymagał sformułowania odpowiedniej zależności interakcyjnej, która pozwoli bezpiecznie zaprojektować złożone pręty bliskogałęziowe.

Literatura

[1] Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M.: Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta. Rzeszów, Polskie Wydawnictwo Techniczne, 2006.

[2] Zestaw kształtowników i połączeń do wykonywania hal stalowych firmy LLENTAB w Kungsham (Szwecja). Aprobata Techniczna Instytutu Techniki Budowlanej, Nr AT-15-3095/99. Warszawa, 1999.

[3] Żółtowski W., Król P.: Zasady projektowania konstrukcji z profili cienkosciennych Lindab „Z" i „C". Poradnik projektanta. Warszawa, Lindab Sp. z o.o., 2000.

[4] SADEF: Komponenty i systemy dla budownictwa przemysłowego oraz mieszkaniowego. Belki stropowe. Płatwie i rygle ścienne. Ściany osłonowe i działowe. Katalog firmowy, 2002.

[5] HUCK: Technologia trwałych nieluzujących połączeń dowolnych konstrukcji. Katalog firmowy Boltimex – Wydawnictwo Przedstawiciela w Katowicach.

[6] Sworznie typu Huck do wykonywania połączeń elementów konstrukcji metalowych. Aprobata Techniczna Instytutu Techniki Budowlanej, Nr AT-15-3487/99. Warszawa, 1999.

[7] Wuwer W.: Podatne połączenia na sworznie jednostronne w prętowych konstrukcjach cienkościennych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo Z. 105. Gliwice, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2006.

[8] Frank K. H., Yura J. A.: An experimental study of bolted shear connections. Report No. FHWA/RD-81/148. Washington, U.S. Department of Transportation, 1981.

[9] Zadanfarrokh F.: Analysis and design of bolted connections in cold formed steel members. Submitted for the degree of Doctor of Philosophy. University of Salford, 1991.

[10] Rogers C. A., Hancock G. J.: Failure modes of bolted sheet steel connections loaded in shear. Research Report No R772. The University of Sydney, 1998.

[11] Di Lorenzo G., Landolfo R.: Shear experimental response of new connecting systems for cold-formed structures. "Journal of Constructional Steel Research", No 60/2004.

[12] Pietrapertosa C., Piraprez E., Jaspart J. P.:Ductility Requirements in shear bolted connections. ECCS-AISC Workshop "Connections in Steel Structures V" Amsterdam. 2004.

[13] Zamorowski J.: Możliwości szacowania podatności połączeń zakładkowych na podstawie Eurokodu. International Conference 70 years of FCE STU Bratislava. 2008.

[14] Gosowski B., Gajewski K., Gosowski M.: Badania połączeń elementów stalowych na stalowe nity jednostronne. „Inżynieria i Budownictwo", nr 11/2004.

[15] Zaharia R., Dubina D.: Stiffness of joints in bolted connected cold-formed steel trusses. "Journal of Constructional Steel Research", nr 62/2006.

[16] Swierczyna S.: Wpływ ocynkowania na zachowanie się jednociętych połączeń kształtowników giętych na zimno z blach. Wybrane zagadnienia z dziedziny

budownictwa. Badania naukowe doktorantów. Monografia pod redakcją Andrzeja Wawrzynka. Gliwice, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2009.
[17] Słowiński K., Swierczyna S., Wuwer W., Zamorowski J.: Podatność połączeń zakładkowych w konstrukcjach stalowych z kształtowników giętych. „Inżynieria i Budownictwo", nr 5-6/2010.
[18] Słowiński K.: Współpraca elementów cienkościennych połączonych sworzniami 1-ciętymi w pręcie ściskanym osiowo. Wybrane zagadnienia z dziedziny budownictwa. Badania naukowe doktorantów. Monografia pod redakcją Andrzeja Wawrzynka. Gliwice, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2009.
[19] 1993-1-3 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.
[20] Bogucki W.: Budownictwo Stalowe. Warszawa, Arkady, 1965.

INVESTIGATIONS OF BUILT-UP THIN-WALLED STEEL MEMBER WITH FLEXIBLY JOINTS

Summary

The paper presents preliminary results of analytical investigations concerning an axially compressed closely spaced element, verified experimentally. The investigated tentative element consists of three branches, made of cold-bent steel sheet. Two branches with a channel-bar cross-section are strengthened by the third branch with a tubular cross-section, the walls of which adjoin the webs of the channel bars. The walls of the three branches forming a bisymmetric cross-section are connected with each other flexibly by means of blind bolts. The tubular branch takes over more than 30 % of the entire load of the complex tentative element, as has been proved both by analytical and experimental results.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Jan ZAMOROWSKI
Politechnika Śląska w Gliwicach

SPECYFIKA KONSTRUKCJI HALI WIDOWISKOWO-SPORTOWEJ „SPODEK" W KATOWICACH

1. WPROWADZENIE

Hala Widowiskowo-Sportowa „SPODEK" w Katowicach została zaprojektowana w latach sześćdziesiątych XX w, bez użycia komputerów. Oddano ją do użytkowania w 1971 r. Bryłę hali stanowi odwrócony stożek kołowy ścięty ukośnie płaszczyzną dachu, pod katem $5{,}71^{o}$ do poziomu, w którym osadzona jest paraboliczno-stożkowa kopuła (rys. 1). Środek podstawy kopuły leży przy osi stożka i jest przesunięty o około 5,7 m względem środka elipsy krawędzi dachu. Najwyższy i najniższy punkt krawędzi dachu wyznacza płaszczyznę symetrii bryły hali A-A (rys. 2) . W płaszczyźnie B-B krawędź dachu jest pozioma.

Rys. 1. Widok ogólny hali

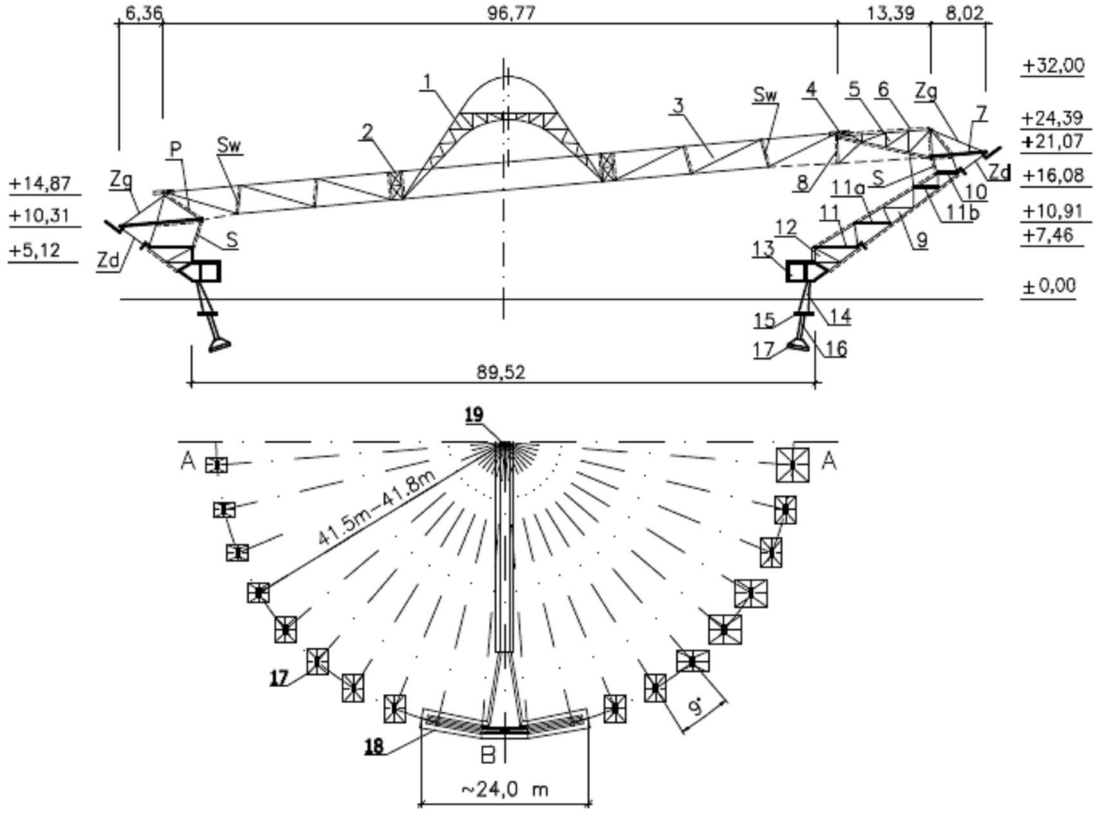
Halę posadowiono na terenie narażonym na wpływy eksploatacji górniczej o następujących parametrach: przechylenie $T_{\max} = 6{,}0\,\text{mm/m}$, rozpełzanie $\varepsilon = 3{,}6\,\text{mm/m}$, promień krzywizny $R_{\min} = 10{,}5\,\text{km}$, przy znanym kierunku rozpełzania terenu z dokładnością do $\pm 30^{o}$, z możliwością wystąpienia lejów i zapadlisk po płytkiej eksploatacji górniczej z XIX w [1].

Pierwszy, większy remont hali w zakresie częściowej wymiany pokrycia przeprowadzono w latach 1998-1999. Polegał on na usunięciu kilku warstw izolacji przeciwwodnej, ociepleniu dachu warstwą styropianu o grubości 10 cm i nałożeniu nowych warstw papy [2]. W latach 2008-2009 odciążono dach hali i najwyższe żebra misy widowiskowej, demontując ciężkie urządzenia ze stropu technicznego i spod kopuły oraz kabiny dziennikarskie i wzmocniono niektóre pręty stężeń i żeber misy widowiskowej oraz zewnętrzne słupki wiązarów dachowych, będące elementami obwodowych stężeń.

W niniejszym referacie przedstawiono szczegółowo konstrukcję hali, wybrane etapy jej montażu i stan, po 39 latach użytkowania.

2. KONSTRUKCJA HALI

Hala jest obiektem konstrukcyjnie złożonym, zarówno w części nadziemnej jak i w zakresie jej posadowienia (rys. 2).



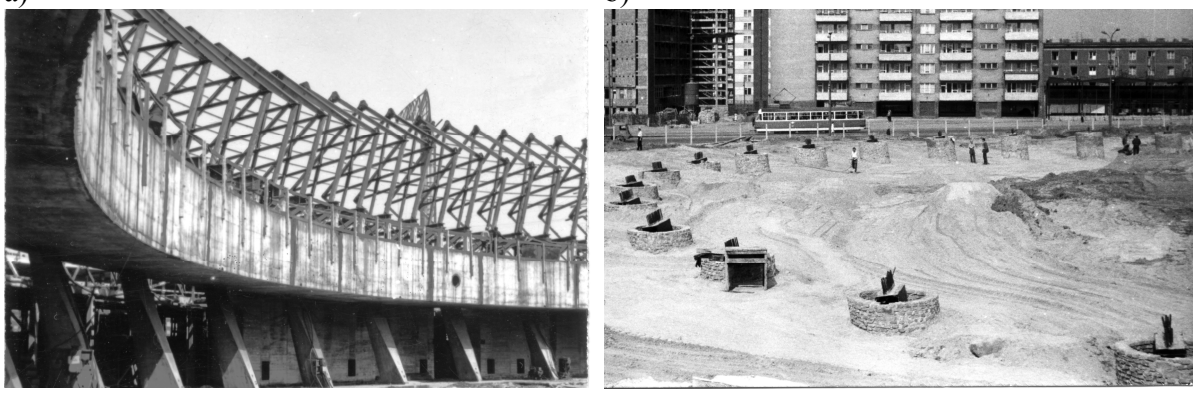
Rys. 2. Schemat konstrukcyjny hali

Spodziewane wpływy eksploatacji górniczej oraz możliwość nierównomiernych odkształceń podłoża zadecydowały o przyjęciu tzw. kinematycznego systemu posadowienia [1], w którym główny fundament pierścieniowy o przekroju skrzynkowym (poz. 13 na rys. 2), sprężony kablami, wyniesiono do poziomu 5,12 m ponad powierzchnię terenu (rys. 3a).

Fundament ten, wykonany z betonu o $R_w = 300\,\mathrm{kG/cm^2}$, usztywniony przeponami w miejscach utwierdzenia żeber misy widowiskowej, wzmocniony w czasie budowy dodatkową warstwą betonu i zbrojenia, oparto na czterdziestu żelbetowych słupach „krzyżakowych" odchylonych od pionu (14) i połączonych z nim w sposób przegubowy w kierunkach radialnych i sztywny w kierunkach stycznych. Z drugiej strony słupy te oparto na żelbetowym pierścieniu pośrednim (15), przyjmując połączenie przegubowe w kierunku

obwodowym i sztywne w kierunku radialnym (rys. 2 i 8). Przestrzeń między pierścieniem fundamentowym a terenem wykorzystano między innymi do celów komunikacyjnych.

a) b)



Rys. 3. Posadowienie hali: a) główny fundament pierścieniowy i słupy krzyżakowe, b) głowice słupów wahaczy (fot. z archiwum obiektu)

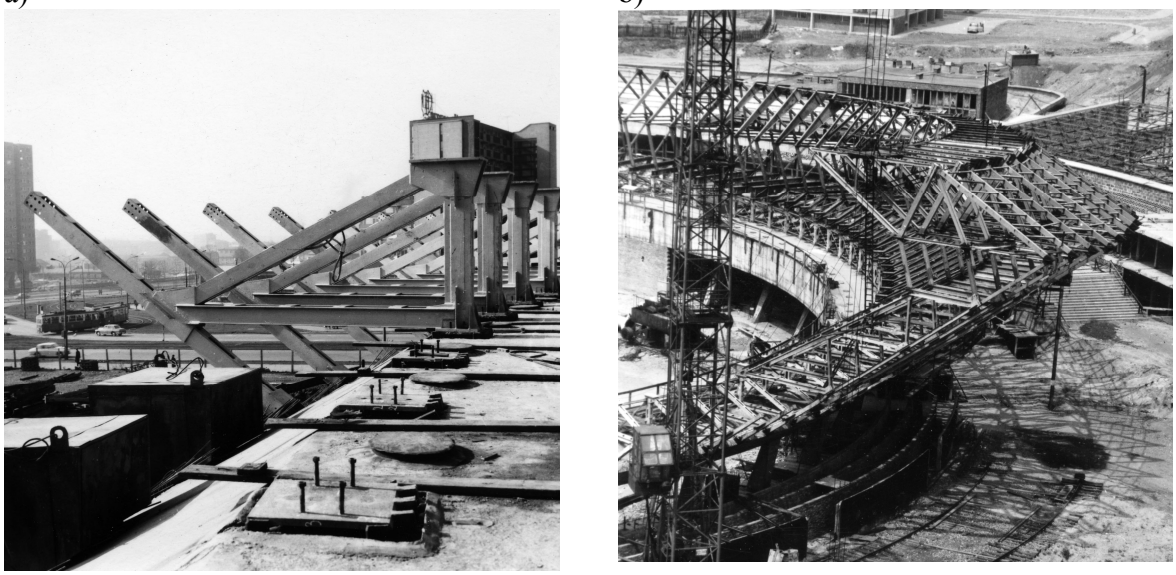
Pierścień pośredni wsparto na 32 ukośnie usytuowanych słupach wahaczach o przekroju prostokątnym (poz. 16 na rys. 2), z mniejszą sztywnością w kierunku rozpełzania terenu i na dwóch fundamentach ścianowych tzw. nożach (18). Nachylenie słupów wahaczy jest zmienne, od 1:6 pod częścią wyższą hali do 1:3 pod częścią niższą i jest zgodne z nachyleniem słupów „krzyżakowych”. Ewentualne wychylenie słupów wahaczy ze wspólnych osi z słupami „krzyżakowymi” powoduje powstawanie sił poziomych, które są przejmowane przez pierścień pośredni.

Słupy wahacze umieszczono w kielichach fundamentów stopowych (poz.17) z całkowitą swobodą obrotu względem osi równoległych do osi A (rys. 2). Obrót taki może pojawić się na skutek odchylenia rozpełzania od przewidywanego kierunku. Taki system posadowienia hali powoduje redukcję do 50 % wpływu krzywizny terenu na pionowe przemieszczenie stóp fundamentowych, przy równoczesnym rozpełzaniu podłoża. W przypadku zaś wystąpienia rozpełzania bez krzywizny nastąpi wyniesienie słupów wahaczy o wartości porównywalne do osiadań obiektu nie narażonego na wpływy górnicze. Pierścień pośredni i słupy wahacze odizolowano od przesuwającego się gruntu (rys. 3b). Celem zredukowania wpływu zróżnicowanych warunków posadowienia (grunty skaliste i nieskaliste), pod stopami fundamentowymi zastosowano warstwę stabilizowanej podsypki o grubości od 1 m do 3 m. Usunięto przy tym liczne, podziemne korytarze i chodniki jakie pozostały po XIX wiecznej hucie „Marta”. Stateczność systemu posadowienia hali zapewniają sprężone ściany fundamentowe - noże, przegubowo podpierające pierścień główny w osi B w kierunku radialnym. Z uwagi na to, że kierunek rozpełzania może ulec odchyleniu od przewidywanego, ściany te połączono sprężonym ściągiem (19) [1], [3].

Konstrukcję wsporczą przekrycia stanowi 120 radialnie rozmieszczonych kratowych żeber o zmiennej wysokości (poz. 9 na rys. 2), wykonanych ze stali 18G2. Zewnętrze pasy żeber, poprowadzone wzdłuż tworzących stożka, połączono bezpośrednio z pierścieniem fundamentowym, a pasy wewnętrzne za pośrednictwem stalowych kozłów podporowych (poz. 12 na rys. 2 i rys. 4a). W konstrukcji wyróżniono 5 typów żeber: typ I – żebra najwyższe z najdłuższymi wspornikami, typ V – żebra najniższe bez wsporników (rys. 2) oraz typy II ÷ IV – żebra o pośrednich wysokościach i długościach wsporników (rys. 4b). Zmianę wysokości żeber w poszczególnych typach uzyskano przez skracanie najwyższego przedziału skratowania pod pierścieniem galerii górnego obejścia (poz. 10 na rys. 2), a między typami – przez eliminację tego przedziału. Pasy żeber wszystkich typów poniżej tego pierścienia mają przekrój

skrzynkowy i wykonane zostały z dwóch ceowników połączonych blachami, a powyżej pierścienia są zróżnicowane; np. w przedłużeniu pasów wewnętrznych występują pręty rurowe. Skratowanie żeber wykonano z dwóch ceowników z przewiązkami, a na pręty skratowań wsporników zastosowano pojedyncze kątowniki w krzyżulcach i podwójne w słupkach. W żebrach typu I wprowadzono dodatkowe połączenie wewnętrznych pasów ze wspornikami za pomocą prętów rurowych, zwiększając w ten sposób ich nośność z uwagi na dodatkowe obciążenie kabinami sprawozdawców.

a) b)

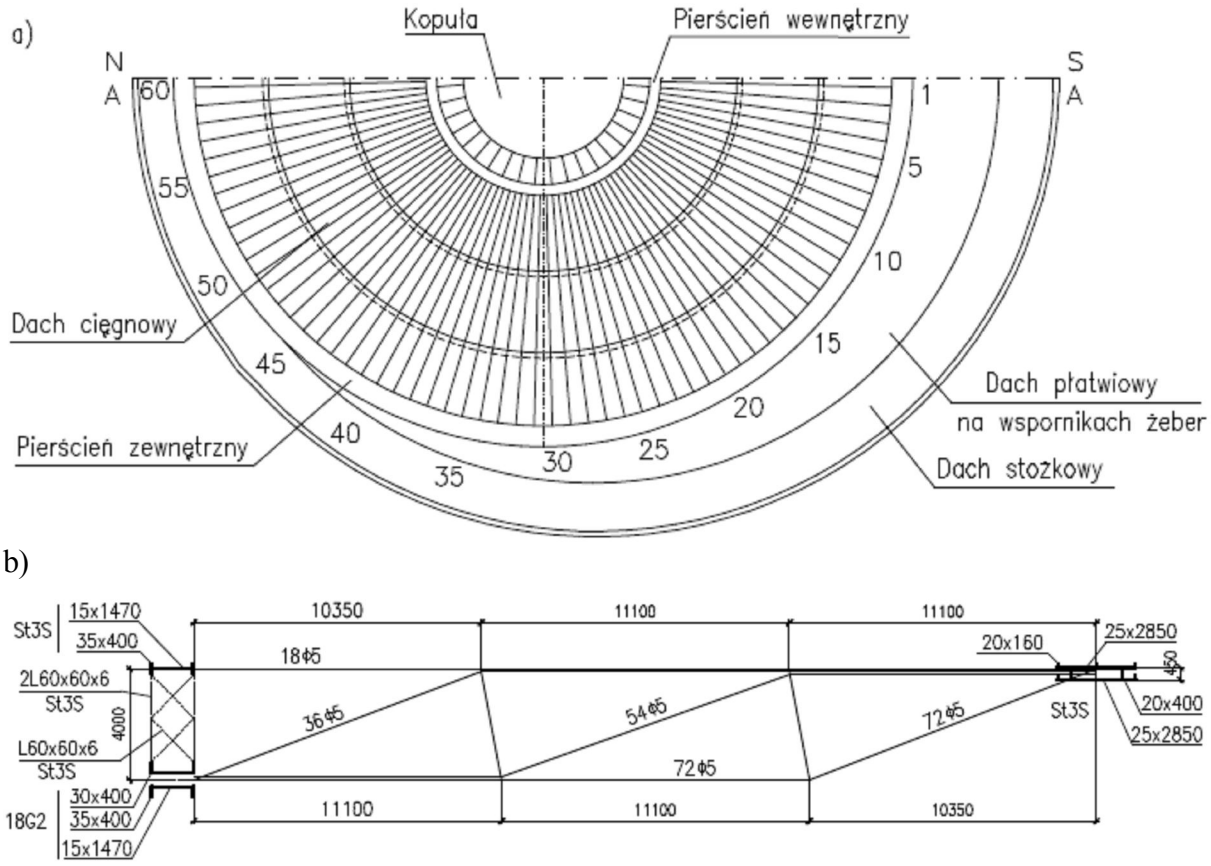


Rys. 4. Żebra misy widowiskowej: a) dolne odcinki zewnętrznych pasów i kozły, b) żebra typu IV (fot. z archiwum obiektu)

Żebra między sobą połączono dwoma systemami stężeń obwodowych o układzie krzyżowym wykonanych ze stali St3S. Systemy te umieszczono na powierzchniach utworzonych przez zewnętrzne i wewnętrzne pasy żeber. Stężenia na wysokości misy widowiskowej i część stężeń pionowych słupków kozła (przy otworach w ścianie osłaniającej) wykonano z podwójnych kątowników, a pozostałe stężenia słupków kozła i stężenia dolnych pasów wsporników żeber - z pojedynczych kątowników. Stężenia wewnętrznych pasów żeber na wysokości słupków S (rys. 2) wykonano w postaci skratowania typu V, z dwóch ceowników o przekroju zamkniętym. Tworzą one tzw. koronkę, stanowiącą charakterystyczny element plastyczny wnętrza hali.

Trzeci system przestrzennego usztywnienia konstrukcji hali stanowią żelbetowe pierścienie wykonane z betonu o $R_w = 200\,\mathrm{kG/cm^2}$, usytuowane na poziomach: 7,46 m (poz. 11 na rys. 2), 10,91 m (11a), 16.08 m (11b) oraz pierścień galerii górnego obejścia (10), który przebiega od pierścienia na poz. 7,46 m w niższej części hali do poziomu 18,26 m w części wyższej. Pierścienie na poziomach 10,91 m i 16,08 m nie są zamknięte lecz zanikają w pierścieniu galerii. Rolę żelbetowego pierścienia pełni również strop techniczny (7) usytuowany bezpośrednio nad pierścieniem galerii górnego obejścia. Wszystkie pierścienie oparte są na poziomych prętach skratowania żeber misy widowiskowej. Pierścienie betonowano przy podpartych żebrach. Informacje zawarte w dzienniku budowy i dokumentacji archiwalnej nie pozwalają jednak na określenie czasu i kolejności demontaży tych podpór. Z dostępnych fotografii wynika, że żebra wyższe podparte były jeszcze podczas montażu wiązarów linowych.

Dach hali składa się z części cięgnowej, płatwiowej i stożkowej (rys. 5a). Cięgnową część dachu, złożoną ze 120 wiązarów linowych (poz. 3 na rys. 2), rozpięto między stalowym pierścieniem zewnętrznym o przekroju skrzynkowym (4), opartym na wspornikach żeber (5) i przestrzennym, kratowym pierścieniem wewnętrznym (2), na którym posadowiono kopułę (1). Każdy z wiązarów składa się z trzech, poprowadzonych wg załamanych tras, wstępnie napiętych lin nośnych tworzących pasy i krzyżulce wiązara oraz słupków rozdzielających te liny i górnej liny stabilizującej pierścień wewnętrzny. Liny nośne wykonano z wiązek 18 drutów o średnicy 5 mm ciągnionych na zimno ze stali węglowej, o wytrzymałości na rozciąganie 1700 MPa, a liny napinające z dwóch wiązek po 9 drutów. Liny osłonięto korytkami z blachy stalowej ocynkowanej, które wypełniono na gorącą masą asfaltową z talkiem technicznym. Słupki rozpierające wykonano z dwóch kątowników 80x80x8 o przekroju zamkniętym, ze stali St3S.



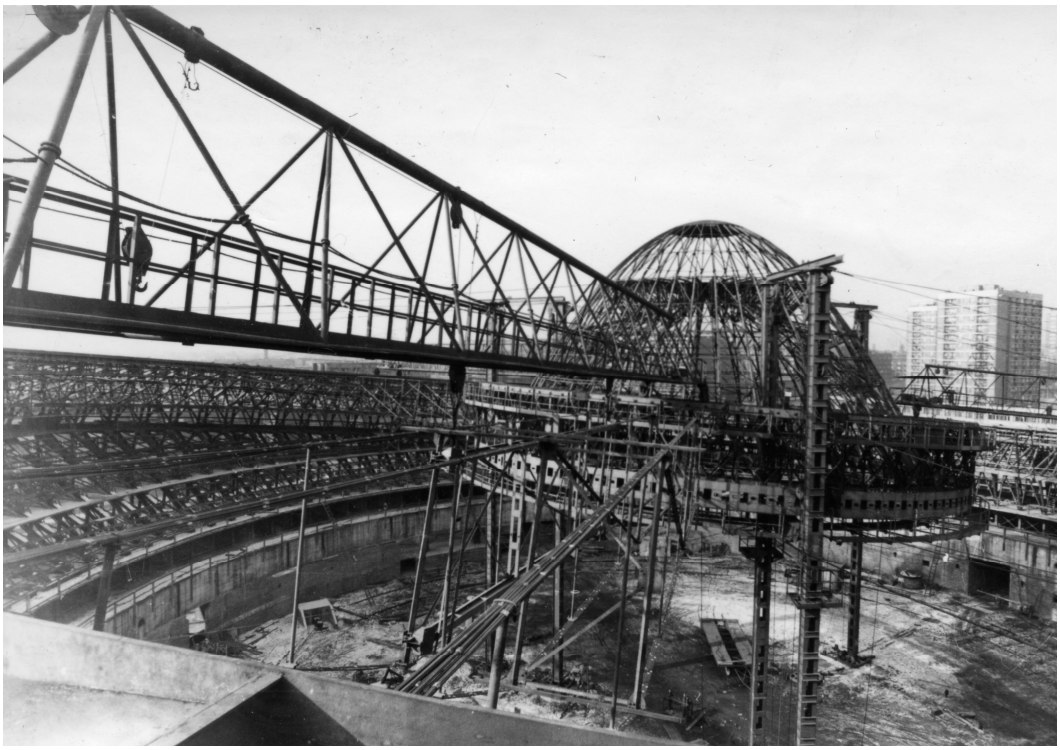
Rys. 5. Dach hali: a) części dachu, b) wiązar linowy i pierścienie

Górne pasy wiązarów leżą w płaszczyźnie dachu, natomiast dolne wyznaczają płaszczyznę tzw. dolnego przekrycia (zwaną także stropem technicznym). Przestrzeń zawarta między tymi płaszczyznami stanowi kondygnację techniczną hali. W przestrzeni tej zamontowano kanały wentylacji i klimatyzacji, instalacje i urządzenia elektryczne oraz liczne podesty i urządzenia techniczne (wciągarki i sztankiety), wykorzystywane do audiowizualnej obsługi imprez.

Wiązary stężono obwodowo na powierzchniach utworzonych przez słupki. Pełne skratowanie (z pasami) założono co dwa przedziały (dwa odstępy między wiązarami) w dwóch przedziałach, z pojedynczych kątowników 60x60x8 krzyżujących się na słupkach. W polach bez skratowania pozostawiono pasy (górny i dolny) również z pojedynczych kątowników 60x60x8. Stężenia wykonano ze stali St3S.

Pierścień wewnętrzny (rys. 5b) składa się z dwóch pasów wykonanych w konstrukcji spawanej - górnego ze stali St3S, o przekroju dwuteowym odwróconym poziomo i dolnego ze stali 18G2, złożonego z dwóch obróconych, spawanych z blach ceowników z przewiązkami oraz łączących je skratowań obwodowych (z dwóch kątowników 60x60x6) i radialnych (z pojedynczych kątowników 60x60x6). W pasach pierścienia po ich stronie wewnętrznej kotwione są liny wiązarów (zakotwienie bierne) – nośne w pasie dolnym i usztywniające w pasie górnym. Średnica zewnętrzna pierścienia wynosi 32,0 m. Z drugiej strony liny nośne i napinające zakotwiono (zakotwienie czynne) w kanałach kablowych blachownicowego pierścienia zewnętrznego. Przewidziano przy tym możliwość kontroli sił w linach w pięciu wiązarach.

Kopuła – w górnej części paraboliczna, a w dolnej w kształcie stożka ściętego – składa się z 40-u kratowych żeber południkowych połączonych skratowaniami obwodowymi. Żebra kopuły oparto na dolnym pasie pierścienia wewnętrznego. W kopule wykonano dwa podesty: górny – pełny i dolny – pierścieniowy, na poziomie dolnego pasa pierścienia kratowego. Kopułę wyniesiono do góry na wysokość 0,6 m powyżej przewidywanego jej położenia za pomocą trzech masztów o wysokości około 29 m, złożonych z pary słupów połączonych u góry ryglem (rys. 6) [4]. Do montażu scalanych na dole wiązarów linowych wykorzystano kratowe pomosty poruszające się po zewnętrznym pierścieniu i górnym pasie wewnętrznego pierścienia (rys. 6).



Rys. 6. Montaż kopuły i wiązarów linowych (fot. z archiwum obiektu)

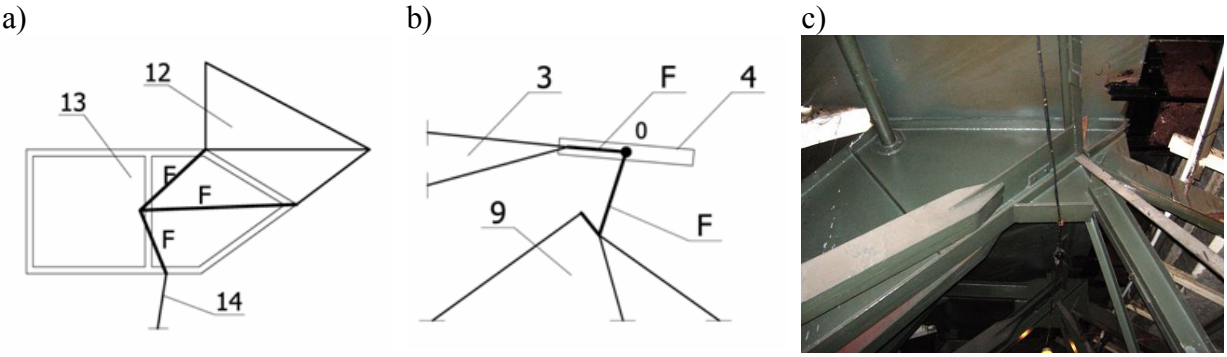
Pole w kształcie sierpa w górnej części dachu między płaskim pierścieniem zewnętrznym a krawędzią dachu (rys. 5a), wypełnia tzw. pierścień kratowy. Konstrukcję tego pierścienia tworzą górne pasy wsporników żeber misy widowiskowej i płatwie z dwuteowników, przebiegające po linii spiralnej w kierunku zbliżonym do obwodowego oraz założone między nimi stężenia kratowe z pojedynczych kątowników 65x65x9.

Elementami nośnymi pokrycia dachu są płyty warstwowe z azbestowo-cementowymi okładzinami mocowanymi do drewnianych ramek, z rdzeniem styropianowym. Płyty te opierają się bezpośrednio na górnych pasach wiązarów linowych, a w polu nad pierścieniem

kratowym – na płatwiach. Szczegółowy układ warstw pierwotnych i po wykonanym remoncie w 1999 r. przedstawiono w [2].

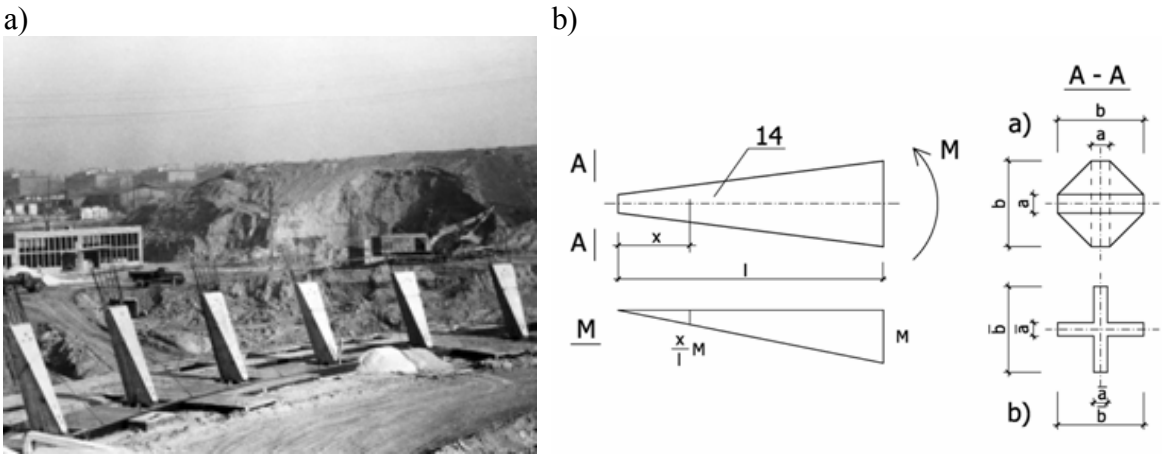
3. ANALIZA GLOBALNA KONSTRUKCJI

Analiza została wykonana przez autora niniejszego referatu przy współudziale prof. dr. hab. inż. J. Niewiadomskiego i pracowników Katedry Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej. Konstrukcję hali potraktowano jako przestrzenny ustrój składający się ze stalowych i żelbetowych prętów oraz wstępnie napiętych cięgien. W celu uwzględnienia wpływu dużych mimośrodów, w połączeniach prętów konstrukcji stalowej z pierścieniami wprowadzono fikcyjne pręty o odpowiednio dobranych sztywnościach, łączące węzły konstrukcji stalowej z osiami pierścieni – patrz pręty F na rys. 7.



Rys. 7. Połączenia stalowej konstrukcji z pierścieniami: a) żelbetowym, fundamentowym, b) i c) stalowym, zewnętrznym konstrukcji dachowej (oznaczenia jak na rys. 2)

W obliczeniach statycznych słupy krzyżakowe zastąpiono słupami o stałym, krzyżowym przekroju, z odpowiednio dobraną sztywnością na zginanie (rys. 7). Stwierdzono, że do sprawdzenia ich nośności przy stałej sile osiowej i liniowo zmiennym momencie zginającym należy przyjmować przekroje przywęzłowe o rzeczywistych charakterystykach.



Rys. 8. Słupy krzyżakowe: a) fot z okresu budowy, b) model obliczeniowy

Wstępny naciąg lin w wiązarach dachowych modelowano ich skróceniem. Analizowano pojedynczy wiązar podparty niepodatnie w kierunku pionowym i sprężyście w kierunku poziomym. Podatności sprężystego podparcia uzyskano z rozwiązania pierścieni dachowych wewnętrznego (pod kopułą) i zewnętrznego, obciążonych radialnie jednostkowymi

siłami w płaszczyznach pasów wiązarów. Wartości skróceń dobrano w taki sposób aby uzyskać siły wstępnego naciągu zgodne z siłami wprowadzonymi do konstrukcji, to jest 120 kN w pierwszym przedziale górnego pas i 240 kN w analogicznym przedziale dolnego pasa.

W celu uproszczenia danych wejściowych do programu komputerowego, rzeczywiste przekroje żelbetowych pierścieni zastąpiono przekrojami prostokątnymi o równowartych, sprowadzonych (do przekroju betonowego) polach przekroju i momentach bezwładności względem „silniejszej" osi, przy zachowaniu położenia osi pierścieni względem konstrukcji stalowej. Pierścienie o zmiennych przekrojach (galerii górnego obejścia i stropu technicznego) podzielono na elementy, którym przypisano stałe przekroje o zmiennych skokowo wymiarach. Rozważono przy tym dwa modele obliczeniowe: pierwszy jak dla betonu niezarysowanego i drugi, w którym siły rozciągające przenosi tylko zbrojenie. Zmiana modelu następowała w kolejnym kroku iteracyjnym po stwierdzeniu, że naprężenia w sprowadzonym przekroju betonowym przekraczają sprowadzoną jego nośność na rozciąganie.

Halę wznoszono etapami. Przeszukano dostępną dokumentację wykonawczą w celu określenia kolejności i warunków montażu żeber (szczególnie wysokich), stężeń powierzchniowych misy widowiskowej, elementów dachu oraz kolejności i warunków betonowania pierścieni. Podjęte działania były konieczne w celu określenia topologii konstrukcji w czasie jej wznoszenia i kolejności pojawiania się obciążeń, co mogło być istotne dla odzwierciedlenia rzeczywistego wytężenia elementów hali. Brak jednak pełnej, udokumentowanej informacji w tym zakresie nie pozwolił na tak szczegółowe badanie konstrukcji (np. opcją fazową w programie ROBOT). Podjęte działania pozwoliły jednak stwierdzić, że betonowanie pierścieni odbywało się przy podpartych żebrach, co w dostateczny sposób redukowało wpływ fazowości wykonania obiektu. W obliczeniach uwzględniono natomiast podniesienie wykonawcze kopuły.

Pełny, prętowy model obliczeniowy hali składa się z około 14300 prętów i 6300 węzłów. Uwzględniając symetrię układu (konstrukcji i obciążenia) model ten sprowadzono do około 7150 prętów i 3150 węzłów. W obliczeniach wykonanych zgodnie z PN uwzględniono: ciężar własny konstrukcji, obciążenia stałe z instalacjami i stacjonarnymi urządzeniami, obciążenia użytkowe widowni i galerii oraz wyposażenie podwieszane do konstrukcji dachu w czasie imprez, a ponadto obciążenie śniegiem i wiatrem. W sumie rozpatrzono około 46 różnego rodzaju obciążeń. W stosunku do stanu projektowego, pod koniec lat siedemdziesiątych zwiększono ciężar pokrycia o około 0,07 kN/m^2, a w 1999 r. o dalsze 0,15 kN/m^2. Sumaryczne obciążenie hali wzrosło razem o około 2,3 %. W 2006 r, ze względu na poprawką do normy śniegowej, sumaryczne obciążenie wzrosło o dalsze 3,1 %. Z uwagi na kształt obiektu, obciążenie wiatrem powoduje redukcję sił wewnętrznych zarówno w wiązarach linowych jak i w żebrach i pierścieniach. Pierwsze wyniki obliczeń, wykonane za pomocą opcji nieliniowej programu ROBOT, dostarczyły informacji o przekroczeniu warunków nośności w szeregu elementach hali, to jest: słupkach wiązarów dachowych będących elementami stężeń, prętach skratowania wewnętrznego pierścienia pod kopułą, niektórych prętach żeber oraz w wielu prętach stężeń misy widowiskowej i połączeniach tych prętów z pasami żeber. Równocześnie stwierdzono stosunkowo duże rezerwy nośności w wielu rozciąganych prętach stężeń. Podjęto decyzję o redukcji obciążenia dachu przez demontaż ciężkich wciągarek ze stropu pod kopuła i ze stropu technicznego, zbędnych sztankiet (urządzeń do podwieszania dekoracji) oraz demontaż ciężkich kabin sprawozdawców, usytuowanych przy galerii górnego obejścia w wyższej części hali. Uwzględniając powyższe zmiany w obciążeniach, wykonano ponowne obliczenia, w których iteracyjnie uwzględniano rzeczywistą nośność prętów stężeń i ich połączeń z pasami żeber. Typową procedurą postępowania w przesztywnionym układzie, przy małej nośności niektórych prętów ściskanych, jest wprowadzanie lokalnych imperfekcji łukowych już na etapie obliczeń statycznych. W tym jednak przypadku, w procesie iteracyjnym zachodziła jeszcze potrzeba kontroli nośności połączeń prętów stężeń z pasami żeber

i wytężenia elementów żelbetowych pierścieni, co należało wykonać poza programem komputerowym. W przypadku za małej nośności połączenia eliminowano pręt z układu statycznego, a przy wytężeniu w elemencie pierścienia przekraczającym nośność betonu na rozciąganie, zmieniano model obliczeniowy dla tego elementu. Powyższe działania były możliwe z uwagi na dwa równolegle współdziałające układy stężeń powierzchniowych misy widowiskowej (wewnętrzny i zewnętrzny), przenoszące niedocenione przez projektantów siły wynikające z niesymetryczności konstrukcji i trzeci układ, który tworzą żelbetowe pierścienie i żebra misy oraz rezerwy nośności samych tych układów będącej wynikiem dużego stopnia ich statycznej niewyznaczalności. Proces iteracyjny okazał się szybciej zbieżny, gdy do obliczeń zamiast imperfekcji łukowej wprowadzano redukcję pola powierzchni przekroju poprzecznego prętów stężeń, w których warunek nośności był przekroczony $p = N/(\varphi N_{Rc}) > 1$. W pierwszym przybliżeniu obliczono układ przy zmniejszonych przekrojach tych prętów do $A_1 = \varphi A$, a w każdym i – tym przybliżeniu dla prętów, które nie spełniały jeszcze warunku nośności przyjmowano przekrój $A_i = \varphi N_{Rc} A_{i-1} / N_{i-1} = A_{i-1} / p_{i-1}$. Czas obliczeń dla jednej kombinacji obciążeń wynosił około 2 tygodnie. W sumie wykonano obliczenia dla 6 kombinacji. Końcowe, zbiorcze wyniki tych obliczeń dla elementów, w których nośność była przekroczona, przy długościach wyboczeniowych równych długościom teoretycznym, przedstawiono w tablicy 1.

Zawarte w kolumnie 2 oznaczenia prętów przedstawiono na rys. 2, a numerację żeber (kol. 3) na rys. 5a, przy czym nr 1 oznacza żebro najwyższe, a nr 60 – najniższe.

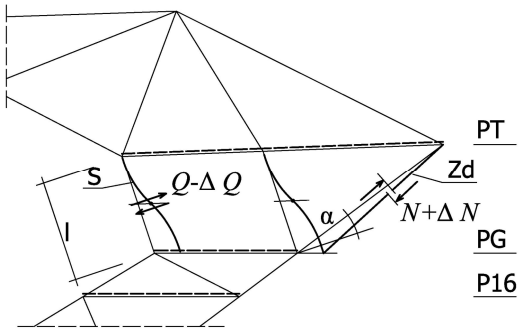
Tablica 1. Wytężenie wybranych elementów żeber i słupków wiązarów linowych

Lp.	Rodzaj pręta (Oznaczenia wg rys. 1)	Nr żebra	Przekrój	Maksymalne wytężenie
1	2	3	4	5
1	Pręty – S	14 do 60	RO 273x24	1,32
2	Pręty ukośne – P	56 do 60	2[220	1,78
3	Pręty zewnętrzne – Zd	32 do 60	2[140	1,51
4	Pasy zewnętrzne – Zg	32 do 60	2[180	1,41
5	Słupki zewnętrzne wiązarów -Sw	2 do 58, co 4	2L80x8	1,17

Obliczeniowa nośność najbardziej wytężonego rurowego pręta S w przywęzłowym przekroju dolnym może być przekroczona o 32 % (patrz wiersz 1, kol. 5 i rys. 9a), przy czym udział siły osiowej i momentu zginającego w tym wytężeniu wynosi odpowiednio 28,5 % i 71,5 %. W innych żebrach, udział momentu w wytężeniu wynosił od 50 % do 70 %.

a)

b)



Rys. 9. Pręty na poziomie galerii górnego obejścia: a) rurowe pręty S z lewej strony, b) redystrybucja sił wewnętrznych

Tak duże wytężenie wskazywało na możliwość wystąpienia odkształceń plastycznych w tych przekrojach. W analizie sprężysto-plastycznej oszacowano wpływ tych odkształceń na redukcję wartości momentów w przekrojach przywęzłowych, przy zachowaniu wartości sił osiowych w prętach i deformacji giętnej w węzłach. W efekcie stwierdzono, że możliwa jest redukcja momentów w przekrojach przywęzłowych prętów o $\Delta M = (0{,}2 \div 0{,}5)M$, z jednoczesną redukcją siły poprzecznej w prętach o ΔQ. Redukcji tej towarzyszyć będą odkształcenia plastyczne ε_{pl} o maksymalnych wartościach mniejszych od odkształceń sprężystych ε_{el}. Pręty te nie wymagały zatem wzmocnienia. Oceniono również wpływ spadku wartości siły poprzecznej w przekrojach przywęzłowych prętów rurowych o ΔQ na redystrybucję sił w pozostałych prętach żeber. W wyniku stwierdzono możliwość wzrostu siły osiowej w zewnętrznym prętach ukośnych Zd o kilka procent (rys. 9b).

W prętach zewnętrznych Zd (wiersz 3) uwzględniono ich rzeczywiste, mniejsze długości wyboczeniowe w płaszczyźnie żeber $(0{,}7l_t)$ na skutek częściowego ich utwierdzenia w rozbudowanych węzłach na poziomie pierścienia galerii górnego obejścia i stropu technicznego. W wyniku stwierdzono, że rzeczywiste wytężenie tych prętów nie przekroczy 96 % ich nośności.

W prętach zewnętrznych Zg (wiersz 4 i rys. 2) zredukowano długości wyboczeniowe w płaszczyźnie żeber do $(0{,}9l_t)$ i z płaszczyzny do odległości między ukośnie usytuowanymi płatwiami (1,5 m). Wprowadzenie współczynnika długości wyboczeniowej $\mu = 0{,}9$ było możliwe z uwagi na dużą sztywność obrotową węzła dolnego przytrzymanego przez strop techniczny. Oszacowano, że rzeczywiste wytężenie tych prętów nie przekroczy 94 % ich nośności.

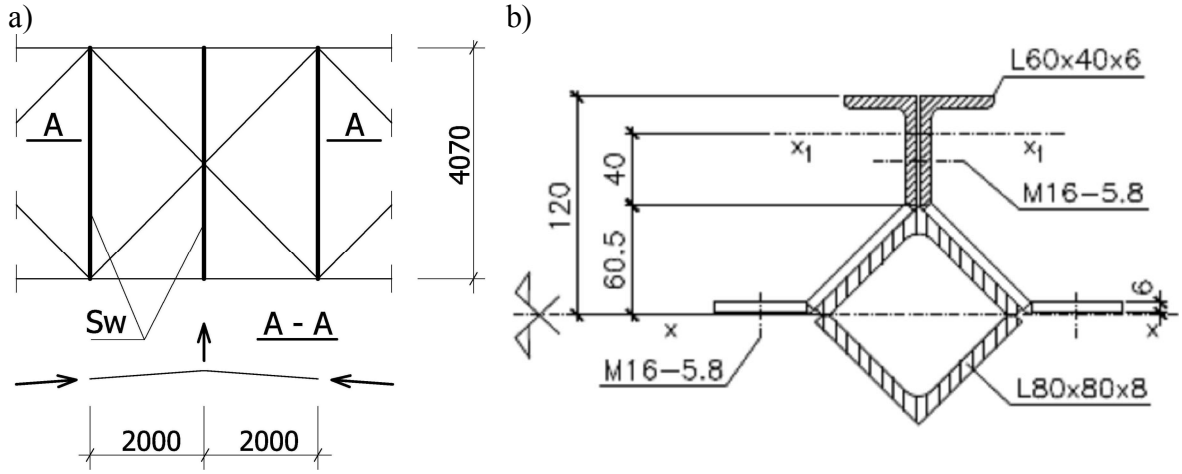
Pręty ukośne P (wiersz 2) w żebrach od 56 do 60 wymagały wzmocnienia. Stwierdzono, że główną przyczyną ich nadmiernego, obliczeniowego wytężenia jest duża smukłość z płaszczyzny żeber. W celu zmniejszenia tej smukłości wprowadzono dodatkowe pręty złożone z dwóch ceowników 120, które usytuowano pod i nad prętami wzmacnianymi (rys. 10). Poziome przemieszczenie pręta wzmacnianego i przesuw ceowników 120 względem ukośnych prętów podpierających zablokowano za pomocą elementów przyspawanych na montażu do niewytężonych ceowników.

Rys. 10. Skrócenie długości wyboczeniowych w prętach P

Wymagały również wzmocnienia zewnętrzne słupki wiązarów – pręty Sw na rys. 2. O przekroczeniu ich obliczeniowej nośności zadecydowało zginanie w płaszczyźnie wiązarów, które zostało spowodowane konstrukcyjnym załamaniem płaszczyzn stężeń

(rys. 11a). Słupki wzmocniono czterema kątownikami mocowanymi do nich za pomocą obejm i śrub. Po zamontowaniu skrajne obejmy i niektóre pośrednie przyspawano do słupków.

Wzmocniono jeszcze stężenia słupków kozła w tych polach, w których pierwotnie założono pojedyncze kątowniki. Wzmocnienie polegało na przyspawaniu z drugiej strony blach węzłowych kątowników również w układzie krzyżowym.

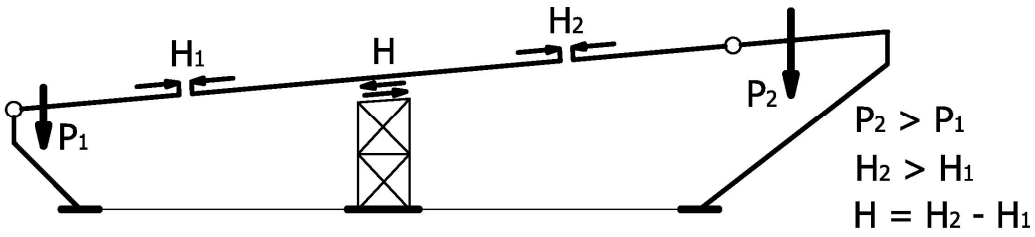


Rys. 11. Wzmocnienie słupków wiązarów dachowych

Po wykonaniu wzmocnień i odciążeniu stropu technicznego oraz najwyższych żeber, gdzie były usytuowane kabiny, wymieniono instalacje na kondygnacji technicznej hali, miejsca pod kabinami wypełniono lekkimi trybunami, na galerii górnego obejścia dołożono miejsca siedzące, pod kopuła zawieszono walcowy ekran informacyjny. W najbliższym czasie przewiduje się wykonanie kurtyn p.poż. podwieszanych do konstrukcji dachu, wymianę poszycia hali, a w dalszej perspektywie wymianę pokrycia dachowego. W wyniku remontów obiektu w 1999 r oraz ostatniego sumaryczne obciążenie hali (z uwzględnieniem kurtyn p.poż) wzrosło o około 2,85 %, a razem ze zwiększonym obciążeniem śniegiem – o 5,9 %. Do czasu wymiany pokrycia dachowego na lżejsze, zalecono redukcję obciążenia śniegiem do wartości normowych sprzed wprowadzenia poprawki w 2006 r. Zalecono również redukcję ciężaru nowego poszycia hali w czasie planowanej jego wymiany.

4. PODSUMOWANIE

Złożona konstrukcyjnie Hala Widowiskowo-Sportowa „SPODEK” w Katowicach została zaprojektowana w latach sześćdziesiątych ubiegłego wieku bez użycia komputerów. Obecnie po raz pierwszy sprawdzono jej nośność jako konstrukcji przestrzennej. Okazało się, że w pierwotnych obliczeniach nie doceniono roli stężeń założonych na powierzchniach utworzonych przez zewnętrzne i wewnętrzne pasy żeber. Stężenia te oprócz sił wynikających z imperfekcji geometrycznych przenoszą, razem z żebrami, siły H (patrz rys. 12) spowodowane różnicą ciężarów wyższej i niższej części hali. Obciążenia symetryczne przenoszone są przez pierścienie.



Rys. 12. Mechanizm powstawania sił w stężeniach

O wytężeniu głównych elementów hali, o tak złożonej konstrukcji, decydują wzajemne relacje między sztywnościami żeber, pierścieni i stężeń powierzchniowych. Zastosowane w obliczeniach nietypowe procedury pozwoliły na wykorzystanie rezerw nośności w tych układach. W analizie uwzględniono również możliwość lokalnej redystrybucji sił wewnętrznych w żebrach misy widowiskowej na skutek plastycznego obrotu przywęzłowych przekrojów silnie wytężonych, rurowych elementów tych żeber. Przeprowadzona analiza umożliwiła oszacowanie rzeczywistej nośności konstrukcji i ograniczenie zakresu potrzebnych jej wzmocnień, które w przypadku ściskanych prętów żeber sprowadzono do redukcji ich smukłości przez montaż dodatkowych elementów, a w przypadku słupków wiązarów dachowych i stężeń słupków kozła – do zwiększenia przekroju.

Podjęte działania wraz z odciążeniem stropu technicznego i misy widowiskowej w wyższej części hali umożliwiły przeprowadzenie zaplanowanego remontu w zakresie wymiany instalacji i systemu informacyjnego oraz powiększenie liczby miejsc na trybunach.

Literatura

[1] Stankiewicz J z zespołem: Karty elementów prototypowych w Hali Widowiskowo-Sportowej w Katowicach.. BISTYP Warszawa 1969 r.
[2] Zamorowski J.: Renowacja pokrycia Hali Widowiskowo-Sportowej w Katowicach. Inżynieria i Budownictwo 3/2000, s. 141-144.
[3] Żórawski A.: Ewolucje projektu konstrukcyjnego Wojewódzkiej Hali Widowiskowo-Sportowej w Katowicach. Inżynieria i Budownictwo. 10/1969, s. 381-386.
[4] Gaszewski Z., Żórawski A.: Montaż stalowej kopuły dachowej o średnicy 32 m. Inżynieria i Budownictwo 11/1970, s. 413-417.

SPECIFIC CHARACTERISTICS OF THE STRUCTURE OF THE ASSEMBLY AND SPORTS HALL „SPODEK" IN KATOWICE

Summary

The paper presents the complex structure of the assembly and sports hall „Spodek" in Katowice. This edifice is founded on a site exposed to possible damages due to mining activities. Constructing this building, the so-called kinematic system of founding was applied, consisting in the upheaval of the spot footings checking the creeping of the soil, reducing in this way the effect of the curvature of the terrain on the deformation of the main foundation ring. Advanced procedures of calculations have been presented, which permitted to assess the actual effort of the most important carrying elements of the hall. The way of strengthening those elements, whose load-bearing capacity was insufficient, has been characterized.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Henryk ZOBEL
Thakaa ALKHAFAJI
Politechnika Warszawska, Instytut Dróg i Mostów

KSZTAŁTOWANIE WSPÓŁCZESNYCH DREWNIANYCH KŁADEK DLA PIESZYCH

1. WSTĘP

Drewno należy do surowców wykorzystywanych przez człowieka od czasów najdawniejszych aż po dzień dzisiejszy, w tym także jako materiał do budowy mostów. Kładki dla pieszych były pierwszym rodzajem konstrukcji mostowych budowanych przez człowieka. Poniżej przedstawiono najnowsze tendencje rozwojowe.

Aby uniknąć powtórzeń w dalszej części referatu, w tym miejscu wymieniono cechy wspólne przedstawionych poniżej kładek.

W zasadzie, wszystkie współczesne kładki z drewna klejonego zaprojektowano na obciążenie charakterystyczne tłumem, równe 4 kN/m^2. Czasami przewidziano obciążenie pojazdem serwisowym lub karetką pogotowia oraz instalacjami miejskimi.

Konstrukcje nośne są wykonane najczęściej z jodły, modrzewia lub dębu. Natomiast pomosty i nawierzchnie najczęszej są wykonywane z drewna tropikalnego. W przypadku kładek rzadkością jest stosowanie pomostów betonowych czy nawet stalowych. Niekiedy stosuje się nawierzchnie bitumiczne lub epoksydowo – poliuretanowe.

Połączenia elementów są najczęściej na śruby lub gwoździe. Czasami stosuje się również połączenia klejowe. Powierzchnie górne ustroju niosącego bardzo często przykrywa się galwanizowaną blachą stalową.

Bardzo rzadko stosowane są rurowe systemy odwodnienia. Najczęściej projektuje się duże spadki podłużne i poprzeczne (nawet do 6 – 8 %) i zapewnia się możliwość przewiewu pomostu.

2. WSPÓŁCZESNE KŁADKI Z DREWNA LITEGO

Budowane na przestrzeni dziejów aż do czasów współczesnych mosty były wykonywane z drewna litego. Obecnie buduje się z tego materiału obiekty przede wszystkim w parkach, na obszarach chronionych oraz w rejonie obiektów zabytkowych.

Podobnie jak z betonu czy stali, z drewna litego można budować mosty belkowe, wspornikowe, rozporowe, kratownicowe, łukowe, wieszarowe, podwieszone i wiszące. Część z nich bywa zadaszona.

2.1. Kładki o konstrukcji belkowej (leżajowe)

Przykłady niedawno oddanych do użytku mostów tego typu pokazano na rys. 1, 2 i 3.

Rys. 1. Kładka w stanie Dakota płd., USA

Rys. 2. Kładka na terenie parku w Brodnicy

Rys. 3. Przykład klasycznej kładki parkowej we Wrocławiu. Pierwowzór mostu powstał w 1913 roku. Obiekt odbudowano w 1997 roku

Pod koniec 2009 roku oddano do użytku kładkę dla pieszych i rowerzystów przez rzekę Kamienną w Szklarskiej Porębie (rys. 4 i 5).

W planie pomost przeprawy ma kształt krzywej poligonowej z dwoma 14^{o} załamaniami nad filarami nurtowymi. Wykorzystując naturalnie ukształtowanie terenu, w prosty sposób połączono miejską ulicę z leśną gruntową ścieżką.

Układ konstrukcyjny obiektu to główne przęsło nurtowe o rozpiętości podporowej 13,5 m i sześć przęseł o rozpiętościach 7,7 m + 5,8 m + 5,8 m i 7,7 m + 5,8 m + 4,15 m. Całkowita długość wynosi 53,75 m. Przęsła kładki mają schemat statyczny belki wolnopodpartej. Każde z nich posiada dwa dźwigary główne. Przęsło nurtowe skonstruowano z dwóch stalowych dźwigarów. Przęsła zalewowe posiadają dwa dźwigary główne z litego drewna o przekroju 180 mm x 350 mm. Pomost kładki jest drewniany ze stężającymi elementami stalowymi.

Szerokość użytkowa pomostu wynosi 2,0 m, a całkowita 2,84 m. Całkowita wysokość pomostu (wraz z balustradami) wynosi 1,78 m dla przęseł zalewowych i 1,86 m dla przęsła nurtowego.

Rys. 4. Kładka w Szklarskiej Porębie

Rys. 5. Kładka w Szklarskiej Porębie

2.2. Kładki o konstrukcji wspornikowej

Mosty tego typu są równie stare jak leżajowe. Poniżej podano kilka przykładów współcześnie użytkowanych (rys. 6 i 7). Przekształcona konstrukcja mostu wspornikowego po połączeniu z mostem belkowym zaowocowała powstaniem mostu rozporowego.

Rys. 6. Obiekt drewniany w Dudh Khosi w Nepalu

Rys. 7. Kładka Sharu-Hasi nad rzeką Kartsura w Japonii. L = 30 m

2.3. Kładki łukowe

Tradycja budowy mostów łukowych wywodzi się jeszcze z czasów rzymskich i rozwijana przez stulecia. Obecnie praktycznie nie zachowały się żadne obiekty z tamtych czasów. Natomiast eleganckim przykładem takiej konstrukcji jest most pokazany na rys. 8.

Rys. 8. Kładka na stawie będącym pozostałością po zasypanej Odrze Tumskiej we Wrocławiu

3. KŁADKI Z DREWNA KLEJONEGO I SPRĘŻONEGO

3.1. Wstęp

Współczesne konstrukcje mostów drewnianych różnią się od tradycyjnych przede wszystkim rodzajem stosowanych materiałów. Do budowy dźwigarów, stosowane jest w zasadzie tylko drewno klejone. Natomiast pomosty wykonywane są zarówno z drewna klejonego jak i litego. Coraz szersze zastosowanie zyskują także elementy wykonane z drewna sprężonego (prętami stalowymi lub też prętami z kompozytów polimerowych).

Pierwsze mosty o konstrukcji z drewna klejonego budowano jeszcze przed II wojną światową. Jednak prawdziwy rozwój nastąpił dopiero w latach 60-tych i 70-tych XX wieku. Przodującymi krajami w tej dziedzinie są kraje alpejskie oraz skandynawskie, ale i w Polsce ostatnio powstało kilka obiektów.

3.2. Mosty belkowe

3.2.1. Mosty belkowe z pomostem tradycyjnym

Kładka dla pieszych o konstrukcji drewnianej w Brodnicy, w ciągu pieszym w Parku Wolności (przy Zamku) nad rzeką Drwęcą, została zbudowana na początku lat 80-tych XX wieku. Kładka jest konstrukcją jednoprzęsłową. Ze względów architektonicznych i wytrzymałościowych przekrój poprzeczny belki ma kształt krzywoliniowy (wygięty ku górze strzałką f = 1,25 m) (rys. 9 i 10).

Długość całkowita kładki wynosi 35,84 m, a rozpiętość teoretyczna jest równa 35,14 m. Szerokość całkowita wynosi 3,40 m, a szerokość użytkowa w świetle poręczy ma 3,0 m.

Konstrukcja nośna kładki wykonana jest z 6 dźwigarów wykonanych z drewna klejonego, które mają zmienną wysokość od 0,72 na podporze do 1,60 w środku rozpiętości. Ich grubość jest równa 0,16 m. Rozstaw dźwigarów wynosi 0,57 m. Nad przyczółkami, konstrukcja nośna jest stężona poprzecznicami drewnianymi.

Rys. 9. Kładka przez rzekę Drwęcę w Brodnicy

Rys. 10. Widok od dołu kładki przez rzekę Drwęcę

Pomost wykonano w postaci tradycyjnej tzn. składającej się z poprzecznic, podłużnic i nawierzchni drewnianej ułożonej w jodełkę. Łącznikami tych elementów są gwoździe.

Na początku XX wieku oddano do użytku dwie kładki na terenie osiedla Wolumen w Warszawie o podobnej konstrukcji, choć o znacznie mniejszej rozpiętości (l = 12,0 m). Jedną z nich pokazano na rys. 11 i 12.

Rys. 11. Kładka na terenie osiedla Wolumen w Warszawie

Rys. 12. Kładka z rys. 11. Widok od dołu

W 2008 roku oddano do użytku kładkę (na terenie prywatnym) przy ul. Stasinek w Warszawie (rys. 13 i 14). Całkowita długość wynosi 18,0 m przy rozpiętości przęsła głównego 10,0 m i szerokości 2,0 m.

Rys. 13. Kładka parkowa na ul. Stasinek

Rys. 14. Widok kładki z rys. 13

W 2009 roku wybudowano kładkę dla pieszych w Warszawie w parku przy ul. Przy Bażantarnii (rys. 15 i 16). Rozpiętość wynosi 10,80 m , a szerokość 3,0 m.

Rys. 15. Kładka w parku przy Bażantarnii w Warszawie

Rys. 16. Widok z boku kładki z rys. 15

W czerwcu 2009 roku oddano do użytku kładkę pieszo-rowerową przez fosę miejską w rejonie placu Orląt Lwowskich we Wrocławiu (rys. 17 i 18).

Kładka jest jednoprzęsłowa konstrukcja belkowa o rozpiętości teoretycznej 40,59 m. Szerokość użytkowa pomostu wynosi 3,50 m, natomiast szerokość całkowita pomostu wynosi 4,0 m. Całkowita długość konstrukcji wynosi 43,35 m.

Konstrukcję nośną przęsła tworzą trzy dźwigary główne o zmiennej wysokości przekroju. Wysokości dźwigarów zmieniają się w przedziale 0,95-2,35 m, natomiast wszystkie maja stałą szerokość wynoszącą 0,30 m. Skrajne dźwigary pochylono o $17{,}50^{o}$ względem płaszczyzny pionowej. Belki główne stężone na długości przęsła poprzecznicami z blachy stalowej o grubości 12 mm.

Płyta pomostowa ma formę poziomego blatu o grubości 12 cm, na którym oparto konstrukcje pomostu. Na krawędziach pomostu wykonano balustrady z wypełnieniem ze szkła hartowanego zwieńczone pochwytem z litego drewna, pod którym ukryto oświetlenie pomostu.

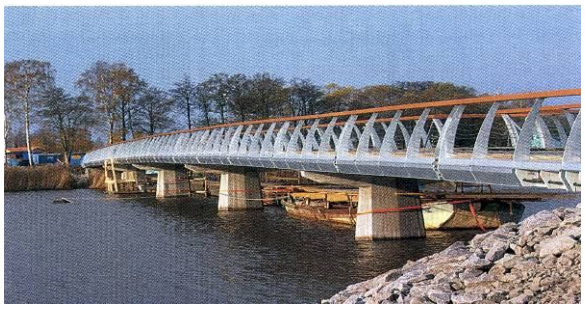
Konstrukcja przęsła oparto na przyczółku nr 2 w sposób przegubowo przesuwny na stalowych łożyskach stycznych, natomiast korpus podpory nr 2 utwierdzono w sposób sztywny 160 prętami wysokiej wytrzymałości o średnicy 30 mm.

Rys. 17. Widok z boku kładki nad fosą miejską we Wrocławiu

Rys. 18. Nawierzchnia kładki z rys. 17 z drewna tropikalnego

3.2.2. Mosty belkowe z pomostami z elementów klejonych sprężonych prętami stalowymi

Kładka pieszo-rowerowa w Mariested (Szwecja) została oddana do użytku w 2005 roku (rys. 19 i 20). Składa się ona z pięciu przęseł o rozpiętościach 17,8 + 22,6 + 22,6 + 22,6 +17,8 = 104,00 m. Szerokość całkowita kładki wynosi 4592 mm, przy czym szerokość całkowita pomostu równa jest 4060 mm, a użytkowa wynosi 3500 mm. Konstrukcja nośna składa się z ustawionych obok siebie belek z drewna klejonego o wymiarach 495 x 84,5 mm sprężonych w poprzek za pomocą prętów sprężających o średnicy 45 mm rozstawionych na długości co 500 mm.



Rys. 19. Kładka w Mariested (Szwecja)

Rys. 20. Kładka w Mariested (Szwecja)

3.2.3. Konstrukcje belkowe z pomostami z płyt klejonych warstwowo

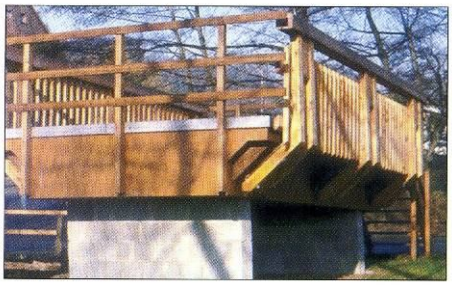
Kładkę dla pieszych na wsi Mellingen przez rzekę Reuss w Szwajcarii wbudowano w 1999 roku (rys.). Jest to konstrukcja trójprzęsłowa o rozpiętościach 18 + 22 + 18 = 58 m. Jej szerokość użytkowa wynosi 2,5 m a szerokość całkowita 2,71 m.

Rys. 21. Kładka przez rzekę Reuss na wsi Mellingen w Szwajcarii

Konstrukcja składa się z: czterech dźwigarów głównych o szerokości 200 mm i wysokości całkowitej 633 mm, poprzecznych przepon w postaci płyt o grubości 115 mm i pomostu wykonanego z płyt o grubości 85 mm. Szerokość takiego jednego segmentu wynosi 2,44 m i długość dochodzi do 14,70 m. Płyty pomostu są przyklejone do dźwigarów głównych.

3.2.4. Mosty o konstrukcji belkowej typu ”bloc-glued”

Ten typ konstrukcji jest w zasadzie rozwinięciem idei pomostów klejonych, z natury rzeczy układanych na dźwigarach i/lub poprzecznicach i podłużnicach. Aby uniknąć takiej dość skomplikowanej struktury zaproponowano rozwiązanie, w którym nie ma fizycznego rozdzielenia dźwigarów od pomostu. Powstaje wtedy konstrukcja typu „bloc-glued”. Przykładem jej jest kładka w Reichenbach w Niemczech (rys. 22).



Rys. 22. Kładka w Reichenbach w Niemczech

3.3. Mosty płytowe – sprężone

Przykładem takiego rozwiązania jest konstrukcja wieloprzęsłowej kładki w Tharandt (w Niemczech) (rys. 23). Kładka została oddana do użytku w 2004 roku. Jest ona zakrzywiona w planie i w pionie. W planie na geometrię kładki składają się cztery łuki o promieniu 16.25 m (dwa prawe i dwa lewe) porozdzielane odcinkami prostymi. Rozpiętości wszystkich szesnastu przęseł są równe i wynoszą po 7.35 m, całkowita długość pomostu wynosi 118 m. Drewniany dźwigar płytowy ma wysokość 22 cm nie posiada spadków poprzecznych (spadki te wykształcono dopiero odpowiednią konstrukcją nawierzchni chodnika). Szerokość użytkowa chodnika na kładce wynosi 2.50 m, nawierzchnia – asfaltowa grubości 2x3.5=7 cm ze spadkami poprzecznymi 2.5% do osi kładki. Wysokość piętnastu trójgałęziowych podpór pośrednich waha się od 1.20 m do 10.80 m. Wykonano je z rur stalowych.

Rys. 23. Kładka w koronach drzew w Tharandt, Niemcy

3.4. Mosty ramownicowe

3.4.1. Mosty ramownicowe z pomostem z drewna litego lub płyt drewnianych

Przykładem takiej konstrukcji jest kładka dla pieszych w Brodnicy przez rzekę Drwęcę, prowadząca do zespołu szkół.

Schemat statyczny kładki jest nietypowy. Cały obiekt składa się z dwóch przęseł zasadniczych i dwóch przęseł zawieszonych. Przęsło nurtowe wykonane jest jako rama dwuprzegubowa ze słupami ukośnymi. Przęsło prawobrzeżne ma również schemat ramowy, z tym, że od strony wody pod słupem ukośnym znajduje się przegub. Od strony brzegu rygiel przęsła jest oparty bezpośrednio na przyczółku. Pomiędzy przęsłami zasadniczymi umieszczone jest przęsło zawieszone, połączone przegubowo z konstrukcją przęseł zasadniczych. W części lewobrzeżnej przęsło zawieszone oparte jest przegubowo na konstrukcji przęsła zasadniczego, a na przyczółku oparte jest bezpośrednio (rys. 24 i 25).

Całkowita długość konstrukcji wynosi 64,60 m. Rozpiętość przęsła nurtowego jest równa 34,71 m, a przęsła prawobrzeżnego 22,70 m. Rozpiętość przęseł zawieszonych wynosi 15.90 m – przęsło środkowe i 7.25 – przęsło lewobrzeżne. Szerokość całkowita na obiekcie równa jest 3,68 m, w tym szerokość w świetle poręczy wynosi 3,0 m.

Konstrukcja nośna każdego przęsła składa się z 4 klejonych dźwigarów drewnianych, o zmiennym przekroju. Nad przyczółkami dźwigary są stężone drewnianymi poprzecznicami. W części górnej dźwigarów zamocowane są poprzecznice drewniane, a na takim ruszcie ułożona jest dwuwarstwowa nawierzchnia drewniana.

Rys. 24. Kładka w Brodnicy przez rzekę Drwęcę

Rys. 25. Kładka w Brodnicy przez rzekę Drwęcę

Przyczółki kładki są żelbetowe, przy czym w części dolnej przyczółka lewobrzeżnego wykształcona została nisza z zamocowanymi płytami dolnymi przegubów. Podpora środkowa jest zaprojektowana w formie żelbetowego bloku fundamentowego. „Nogi" ram są oparte na niej za pośrednictwem czterech przegubów.

3.4.2. Mosty ramownicowe typu "bloc-glued"

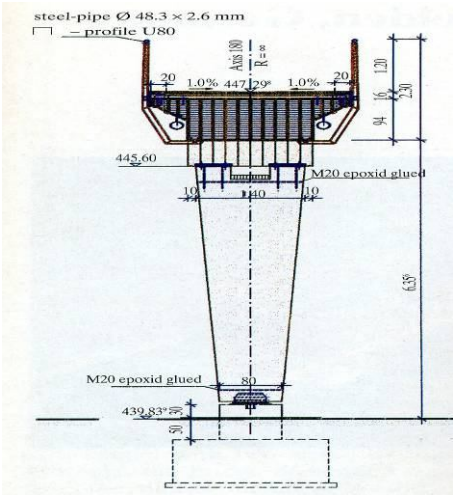
Przykładem tego rodzaju konstrukcji jest kładka dla pieszych i rowerzystów nad autostradą w pobliżu Rheinfelden w Schwarzwaldzie, w Niemczech (rys. 26). Oddana została do użytku w 2000 roku. Zastosowany w nim pomost typu „block-glued" pełni jednocześnie rolę klasycznego pomostu i dźwigara nośnego. Ma on kształt teowy o zmiennej wysokości od 0,94 do 1,54 m. Składa się on z belek o szerokości 300 mm. Belki składające się na pomost są ze sobą sklejone w pionie.

Rys. 26. Kładka w pobliżu Rheinfelden w Niemczech

Konstrukcja nośna jest trójprzęsłowa z nachylonymi słupami Rozpiętość całkowita wynosi około 63 m (14,85 + 30,3 + 14,85), a jej szerokość użytkowa ma 2,6 m (rys. 27). Schematem statycznym mostu jest rama trójprzęsłowa.

Zmienny przekrój poprzeczny rygla ramy uzyskano sklejając go podłużnie z dwóch części. Jedna jest belką o stałej wysokości na długości mostu, a druga ma wysokość zmienną.

Z kolei dwie pochylone podpory pośrednie podpierają centrycznie pomost. Mają one grubość 300 mm, a ich szerokość zmienia się od 140 cm przy podparciu pomostu do 80 cm przy fundamencie.



Rys. 27. Przekrój poprzeczny kładki z rys. 26

3.5. Mosty kratownicowe i wieszarowe

3.5.1. Mosty kratownicowe i wieszarowe z drewnianym pomostem tradycyjnym

Kładka Traversina w Szwajcarii została zbudowana w 1996 roku (rys. 28 i 29). Most łączy dwie części Drogi Rzymskiej w Alpach Szwajcarskich, której fragment znajduje się na terenie tzw. „eko – muzeum". O wyborze do realizacji tak wyrafinowanej koncepcji oprócz aspektów ekologiczno – estetycznych zdecydowały względy transportowe. Obiekt znajduje się w odległym terenie górzystym i elementy konstrukcji oraz ludzie i sprzęt montażowy mogły być dostarczone na plac budowy jedynie helikopterem o udźwigu do 4,3 t.

Rozpiętość kładki wynosi 47 m. Ustrój nośny stanowi przestrzenna kratownica składająca się z elementów drewnianych (poprzecznych ram z drewna klejonego) i lin ze stali nierdzewnej. Elementami konstrukcyjnymi są trzy pasy kratownicy (górny – ściskany z drewna klejonego i dwa dolne w postaci lin stalowych. Krzyżulce kratownicy są wykonane z galwanizowanych prętów stalowych.

Drewniany pas górny, stanowiący jednocześnie element usztywniający kratę, pełni także rolę pomostu, przy czym do współpracy wciągnięte są drewniane panele pełniące rolę poręczy. Dwa pasy dolne mają kształt paraboli. Zastrzały są zrobione z czterech krawędziaków o wymiarach 30 x 80 mm, które mogą być indywidualnie wymieniane.

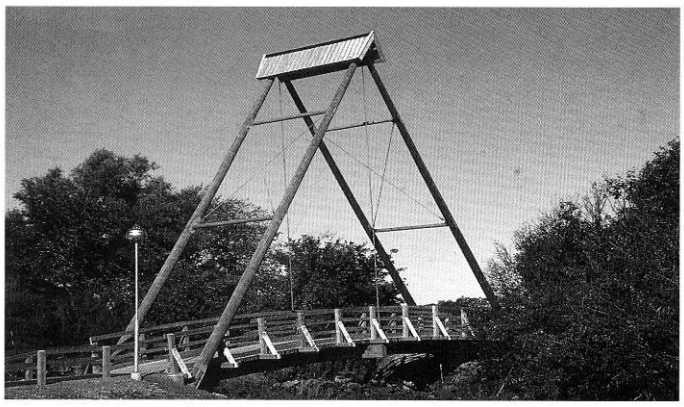
Rys. 28. Kładka Traversina w Szwajcarii

Rys. 29. Stężenie poprzeczne konstrukcji kładki z rys. 28

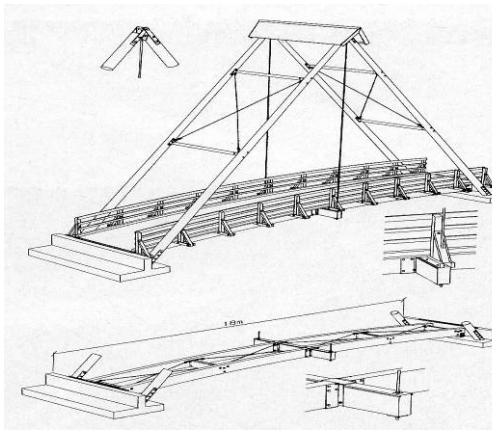
3.5.2. Mosty kratownicowe i wieszarowe z drewnianym pomostem sprężonym

Kładkę przez rzekę Tommarpsan w Simrishamn w Szwecji wybudowano w 1992 roku. Jest to jednowieszakowa konstrukcja wieszarowa (rys. 30 i 31) o rozpiętości 17,5 m. i szerokości użytkowej między poręczami 3,0 m.

Wieszar składa się z czterech 15-sto metrowych drewnianych bali o średnicy 350 mm tworzących literę A. Są one zakotwione w przyczółkach betonowych za pomocą stalowych blach nakładkowych i śrub o średnicy 30 mm. Wieszaki stanowią stalowe pręty o średnicy 30 mm zaczepione w poprzecznicach w środku rozpiętości przęsła. Wiatr jest przenoszony na podpory przez stalowe stężenia w postaci kraty X.



Rys. 30. Kładka dla pieszych przez rzekę Tommarpsan w Simrishamn w Szwecji

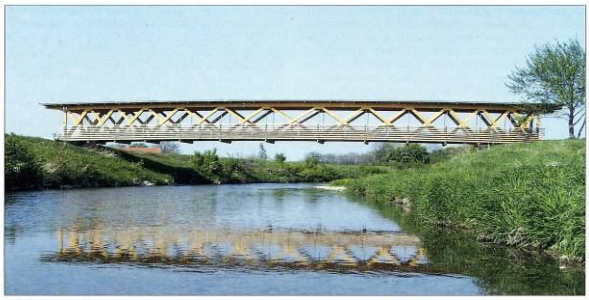


Rys. 31. Kładka w Simrishamn

Pomost składa się z drewnianych elementów, opartych na dwóch belkach z drewna klejonego o wymiarach 215 x 540 mm, które są stężone wspomnianą wyżej poprzecznicą i stalowymi prętami. Ruch odbywa się po położonym na belkach o przekroju 125 x 125 mm i płytach drewnianych o grubości 50 mm.

3.5.3. Mosty zadaszone

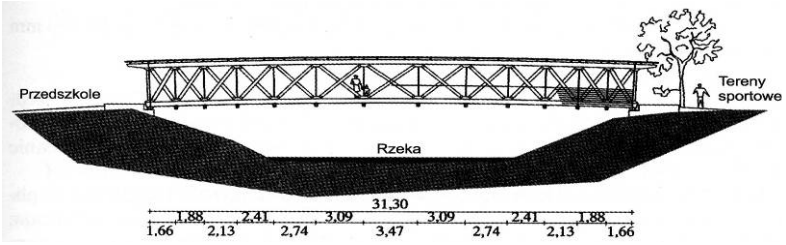
Powrotem do tradycji mostów zadaszonych było wybudowanie w 2000 roku, w Boheimkirchen, w Dolnej Austrii, kładki przez rzekę Perschling. Konstrukcja została zaprojektowana w postaci klasycznej kratownicy Howe'a. Zastosowanie zmiennego pochylenia krzyżulców oraz drewna klejonego spowodowało powstanie współczesnej wersji tradycyjnej konstrukcji (rys. 32 ÷ 34).



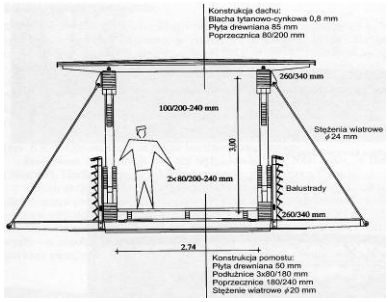
Rys. 32. Kładka zadaszona w Böheimkirchen w Austrii

Na szczególną uwagę zasługuje pomysł zmiennego rozstawu elementów pionowych – w środku rozpiętości większy, a przy podporach mniejszy. Z jednej strony większa przejrzystość konstrukcji ma zachęcać użytkowników mostu do odpoczynku i podziwiania widoków. Z drugiej strony rosnące pochylenie krzyżulców w kierunku punktów podparcia koresponduje ze wzrostem wartości sił ścinających.

Most ma rozpiętość 31,3 m. Jego szerokość użytkowa wynosi 2,74 m, a wysokość użytkowa 3,0 m (rys. 35). Elementy konstrukcyjne kratownic wykonano z drewna klejonego tj. pasy górny i dolny (260 x 340 mm) oraz krzyżulce (2 x 200 x 80 mm). Pionowe pręty rozciągane mają średnicę Ø 30 lub 36 mm.



Rys. 33. Przekrój podłużny kładki w Böheimkirchen w Austrii



Rys. 34. Przekrój poprzeczny kładki z rys. 32 i 33

Konstrukcja pomostu składa się z poprzecznic o wymiarach 180/280 mm, podłużnic o wymiarach 80/180 mm i laminowanych paneli o grubości 50 mm. Przejęcie poziomych oddziaływań wiatru na dźwigary zapewnia system stężeń, na który składają się stalowe ściągi o średnicy Ø 20 mm.

Konstrukcja dachu składa się z poprzecznic pocienionych stożkowo w kierunku punktów podparcia nad węzłami dźwigarów kratowych oraz płaskich płyt laminowanych z drewna klejonego.

3.6. Mosty łukowe

3.6.1. Mosty łukowe z drewnianym pomostem klasycznym

Przykładem takiej konstrukcji jest kładka Ternujoki przez rzekę Ternu niedaleko Rovaniemi w północnej Finlandii. Obiekt został wybudowany w 1996 roku (rys. 35 i 36). Rozpiętość mostu wynosi 40 m, a efektywna szerokość drewnianego pomostu 4 m. Dwa dźwigary łukowe oraz pomost są wykonane z drewna klejonego, natomiast wieszaki wykonano z prętów stalowych. Oba dźwigary są lekko pochylone do środka. Przekrój poprzeczny dźwigarów łukowych jest skrzynkowy. Jego środniki są wykonane z drewna klejonego o przekroju 215 x 945 mm. Pozostawiana między nimi przestrzeń jest przeznaczona dla stalowych wieszaków. Całkowita szerokość dźwigara wynosi 595 mm. Pomost wykonano z desek ułożonych wzdłuż mostu na podwójnych poprzecznicach, które podwieszone są za pomocą stalowych prętów do łuków. Rozstaw poprzecznic (wieszaków) na długości mostu wynosi 2,0 m.

Rys. 35. Most pieszo–jezdny Ternujoki w Finlandii

Rys. 36. Nawierzchnia drewniana mostu z rys. 35

Kolejnym rozwiązaniem jest kładka dla pieszych w Rimini, Włochy. Jest to konstrukcja łukowa, dwudźwigarowa z jazdą dołem o rozpiętości 92,0 m (rys. 37). Tradycyjny pomost jest podwieszony do łuków za pośrednictwem drewnianych wieszaków. Wszystkie elementy konstrukcji nośnej są wykonane z drewna klejonego. Połączenia są na śruby, a stężenia w płaszczyźnie pomostu w postaci prętów stalowych. Strzałka łuku wynosi 12,0 m, a promień jego zakrzywienia 95,0 m. Szerokość całkowita pomostu równa jest 5,14 m.

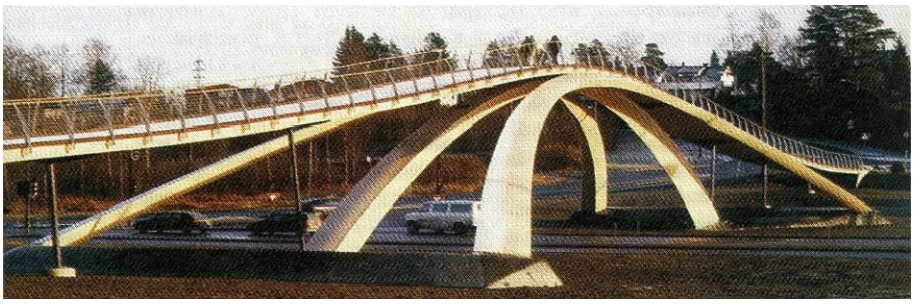
Rys. 37. Kładka w Rimini

Przekrój poprzeczny każdego z dźwigarów łukowych jest prostokątny, stały na długości, o wymiarach 22 x 182 cm. Dwie belki boczne podpierające pomost mają wymiary 22 x 200 cm. Z kolei wieszaki podtrzymujące pomost są wykonane z elementów prostokątnych o wymiarach 12 x 20 cm.

Pomost jest w postaci rusztu składającego się z belek podłużnych i poprzecznych o przekroju prostokątnym o wymiarach 0,16 x 0,20 cm oraz stalowych PE 160 pełniących rolę stężeń poprzecznych. Nawierzchnię wykonano z desek o grubości 4 cm.

3.6.2. Mosty łukowe z drewnianym pomostem sprężonym

Kładka dla pieszych przedstawiona na rys. 38 i 39, nad autostradą E18 niedaleko miasteczka As, 20 km na południe od Oslo, Norwegia jest wzorowana na projekcie koncepcyjnym sporządzonym przez Leonarda da Vinci. Obiekt został oddany do użytku w październiku 2001 roku. Konstrukcję niosącą tworzą trzy dźwigary łukowe – jeden ustawiony jest pionowo, a dwa pozostałe, pochyłe, po obu jego stronach. Łuki są zakotwione w fundamentach za pomocą stalowych prętów. Całkowita długość łuku pionowego wynosi 109,2 m, a jego rozpiętość 40,0 m. Dźwigary łukowe wykonano z drewna klejonego, przy czym łuk centralny składa się z czterech segmentów, a dwa pochyłe z trzech. Łuk centralny ma prostokątny przekrój poprzeczny, pochylony – trójkątny o wyokrąglonych bokach. Przekrój bocznych łuków zmniejsza się od wezgłowia do zwornika łuku. Pomost oparty jest na centralnym łuku: bezpośrednio w zworniku, a na pozostałej rozpiętości na stalowych podporach rurowych. Pomost jest zbudowany z drewnianych belek klejonych sprężonych w poprzek prętami ze stali wysokiej wytrzymałości. Szerokość użytkowa pomostu wynosi 2,80 m.



Rys. 38. Widok kładki dla pieszych w Norwegii niedaleko Oslo

Rys. 39. Oparcie pomostu na łukach kładki z rys. 38

3.7. Mosty o konstrukcji podwieszonej

Kładka dla pieszych na terenie Uniwersytetu Stanowego w Sao Puolo, Brazylia została oddana do użytku w 2003 roku (rys. 40). Całkowita długość pomostu wynosi 34,0 m, a jego szerokość użytkowa 2,0 m. Ustrój nośny składa się z siedmiu zakrzywionych w planie, połączonych ze sobą, płyt z drewna sprężonego. Pochylony w kierunku pomostu pylon wykonany z pojedynczego, eukaliptusowego bala stoi na stalowym, galwanizowanym, przestrzennym przegubie. Długość pylonu wynosi 13,0 m, a średnica u podstawy jest równa

550 mm, a na szczycie 450 mm. Pomost jest podwieszony do pylonu za pośrednictwem 12 cięgien, takich samych jak pręty sprężające pomost. Ich średnica wynosi Ø 15 mm. Dwa odciągi wykonane są z prętów o średnicy Ø 32 mm. Cięgna są zakotwione w końcach belek stalowych podtrzymujących pomost drewniany.

Każda z siedmiu części składowych pomostu składa się z 37 krawędziaków o wymiarach 50 x 200 x 5400 mm. Z takich samych elementów wykonano belki krawędziowe. Pręty sprężające są rozstawione na długości pomostu co 70 cm. Pomost wygięto w pionie uzyskując strzałką równą 10 cm.

Rys. 40. Kładka na terenie Uniwersytetu Stanowego w Sao Puolo, Brazylia

Kładkę przedstawioną na rys. 41 i 42 zlokalizowano w strefie ochronnej Pienińskiego Parku Narodowego w miejscowości Sromowce Niżne przez rzekę Dunajec.

Rys. 41. Kładka przez Dunajec w Sromowcach Niżnych

Rys. 42. Widok od spodu kładki z rys. 41

Układ konstrukcyjny obiektu to przęsło nurtowe o rozpiętości 90,0 m i dwa przęsła nabrzeżne o rozpiętościach 2×10,50 m. Konstrukcja pomostu kładki została podwieszona do pylonu za pomocą mieszanego układu cięgien z lin. Rozstaw zakotwień podwieszenia jest stały na długości pomostu i wynosi 15,0 m. Wanty odciągowe zakotwiono w niszach podpory skrajnej. Całkowita długość obiektu wraz z rampami gruntowymi wynosi 149,95 m.

Konstrukcję pomostu podwieszono do pylonu wykonanego z rur stalowych o średnicy Ø508/30 mm. Ramiona pylonu zaprojektowano z odcinków prostoliniowych, stężonych w koronie oraz u podstawy. Stężenia korony pylonu zaprojektowano z pięciu rur stalowych o średnicy Ø406,4/16 mm, stężenie u podstawy pylonu to stalowa poprzecznica skrzynkowa

o pochylonych środnikach. Rozstaw ramion pylonu u wierzchołka pylonu wynosi 2,70 m, w miejscu załamania ramion – 1,70 m, a na podparciu 6,20 m. Wysokość konstrukcji pylonu wynosi 26,84 m ponad betonowy trzon. Pylon pochylono pod kątem 75,0^{o} w kierunku przęsła nurtowego.

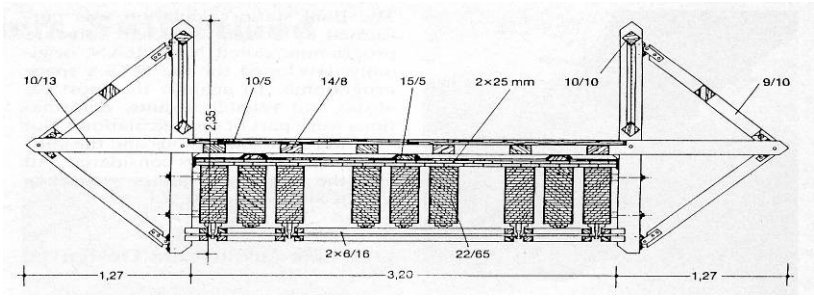
3.8. Mosty wstęgowe

Kładka przez kanał Ren – Men – Dunaj w Essing, Niemcy (rys. 43 i 44) została wybudowana w latach 1986-87. Obiekt położony jest w dolinie rzeki Altmuhl, którą przebiega także wspomniany wyżej kanał oraz 3 drogi różnych kategorii.

Jego całkowita długość wynosi 192 m, a rozpiętości poszczególnych przęseł 30 + 32 + 73 + 35 m. Szerokość pomostu jest 3,20 m.

Rys. 43. Kładka przez kanał Ren – Men – Dunaj w Essing w Niemczech

Konstrukcja nośna składa się z trzech pakietów po 3 belki ze świerkowego drewna klejonego o przekroju 22 x 65 cm. Trzy filary skonstruowano w postaci kratownic, natomiast przyczółki wykonano jako betonowe. Stężenia wiatrowe dolne składają się z dwóch par stężeń tworzących literę X. Zostały one przybite gwoździami do spodu dźwigarów. We wszystkich połączeniach zastosowano gwoździe i kołki w połączeniu z elementami wykonanymi ze stali nierdzewnej lub z żeliwa pokrytego warstwą cynku. Nawierzchnia jest wykonana z twardego, wodoodpornego drewna tropikalnego, natomiast poręcz zrobiono z modrzewia.



Rys. 44. Przekrój poprzeczny kładki przez kanał Ren – Men – Dunaj w Essing w Niemczech

4. PODSUMOWANIE

W referacie zaprezentowano najnowsze osiągnięcia w dziedzinie kładek dla pieszych i rowerzystów wykonanych najczęściej z drewna klejonego lub sprężonego. Ich forma, a także rozwiązania konstrukcyjne i materiałowe przeczą panującej w Polsce powszechnej opinii, że konstrukcje drewniane są przestarzałe, a co gorsza nietrwałe i drogie w utrzymaniu. Wprawdzie ten ostatni aspekt nie był prezentowany w referacie, ale najnowsze osiągnięcia w dziedzinie zabezpieczenia drewna przez ogniem oraz oddziaływaniami atmosferycznymi, chemicznymi i biologicznymi powodują, że trwałość mostów drewnianych staje się porównywalna z trwałością mostów betonowych czy stalowych.

Literatura

[1] Zobel H., Alkhafaji T.: Mosty drewniane. WKŁ. Warszawa 2006.
[2] Kolasa K., Kubiak M.: Odbudowa kładki dla pieszych w trzy miesiące. Mosty 2/2010. s. 24-27.
[3] Billiszczuk J., Onysyk J., Styrylska J., Boniecki T., Barcik W., Sułkowski M.: Kładka pieszo – rowerowa nad fosą miejską w rejonie placu Orląt Lwowskich we Wrocławiu. Mosty 4/2009. s. 66-69.

CONTEMPORARY PEDESTRIAN TIMBER BRIDGES

Summary

New structural solution of pedestrian Bridges made of glued-laminated timber and stress-laminated timber are presented in this paper. Their shape, structural and material solutions are against common opinion that timber structures are old fashion, not durable and expensive for maintenance. Newest achievements in the area of fire, chemical and biological protection cause that durability of timber bridges is now comparable to concrete and steel bridges. Therefore, it is necessary to keep hope that one time we will see more exceptional pedestrian timber bridges in Poland.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Krzysztof ŻÓŁTOWSKI
Tomasz ROMASZKIEWICZ
Politechnika Gdańska

KŁADKA PRZEZ WISŁĘ W KRAKOWIE. CECHY DYNAMICZNE I ICH WPŁYW NA OSTATECZNĄ FORMĘ KONSTRUKCYJNĄ OBIEKTU

1. WPROWADZENIE

Projekt kładki przez Wisłę łączącej Kazimierz z Podgórzem oraz Ludwinowem wybrano w wyniku konkursu architektonicznego. Koncepcja zakładała realizację przęsła łukowego z jazdą dołem z rozdzielonymi dwoma pomostami żelbetowymi ukształtowanymi w rzucie w formie wrzeciona. Taka wizja połączenia łuku i pomostów z pewnością wzbudza zainteresowanie i uatrakcyjnia otoczenie. Tym samym poza aspektem funkcjonalnym staje się niewątpliwie jedną z wielu atrakcji miasta. Niestety nie wszystko co jest ciekawe i zadziwiające w formie ma sens użytkowy. Połączenie formy i funkcji jest tym co niektórzy nazywają architekturą lub sztuką użytkową. Niewątpliwie każdy most jest formą kształtującą otoczenie estetyczne, ale także jest, lub powinien być przemyślaną strukturą inżynierską zapewniającą funkcjonalność i bezpieczeństwo. Przy wyborze wariantu i w fazie projektowania budowlanego zbagatelizowano aspekty inżynierskie konstrukcji. Najważniejsze mankamenty to:

- Błędy w konstrukcji posadowienia będące konsekwencją przyjętego schematu statycznego i rozwiązań konstrukcyjnych.
- Niekorzystne ukształtowanie trasy pomostów w planie z najszerszym miejscem w środku rozpiętości.
- Brak zdolności przejmowania obciążeń niesymetrycznych i poziomych.

Natychmiast po wyłonieniu Wykonawcy obiektu ujawniły się mankamenty rozwiązania pierwotnego i rozpoczęto działania zmierzające do przeprojektowania struktury zachowując przy tym możliwie wiernie koncepcję estetyczną obiektu. Zadanie to powierzono Konsorcjum złożonemu z firm:

- Promost Consulting Rzeszów – prace koncepcyjne, projekt wykonawczy zamiennego posadowienia i przęsła
- Konsultacyjne Biuro Projektowe Żółtowski – koncepcja zamiennej konstrukcji przęsła, analizy dynamiczne i weryfikacja projektu zamiennego.
- ZB-P Mosty Wrocław – konsultacje.

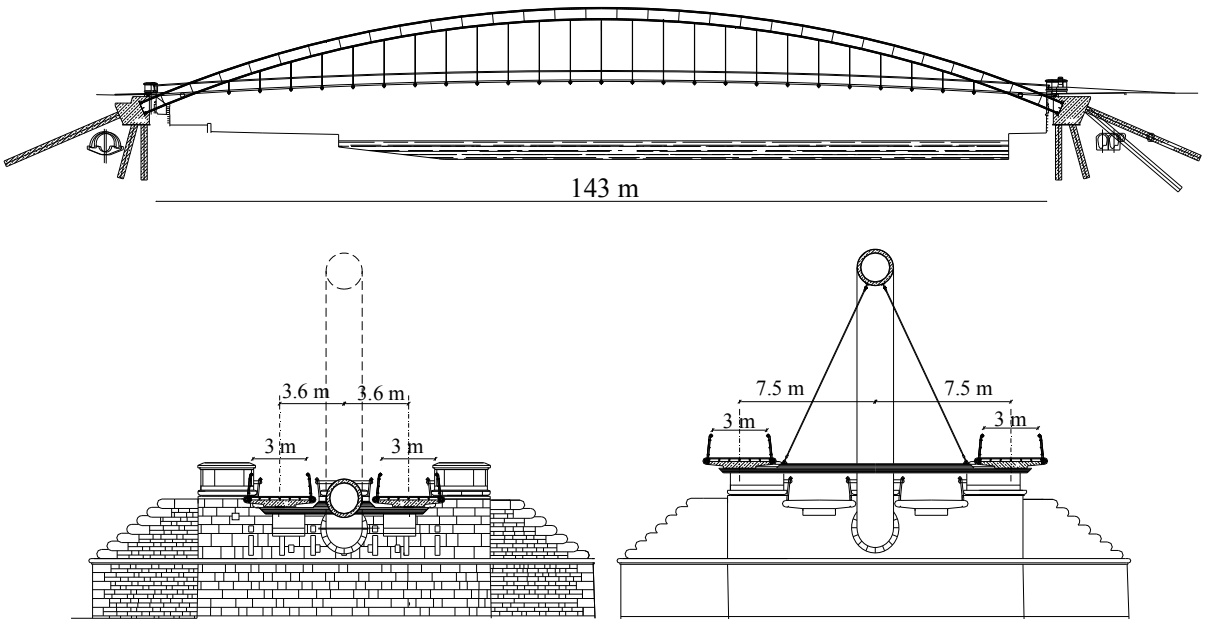
W wyniku prac projektowych i analiz powstał zamienny projekt konstrukcji mostu, w którym jedynym elementem strukturalnym z opracowania pierwotnego był rura konstrukcji

łuku. W chwili obecnej trwają prace wykończeniowe na kładce i wszystko wskazuje, że obiekt będzie otwarty w połowie września 2010.

2. OPIS OBIEKTU W WERSJI PIERWOTNEJ – MANKAMENTY

Pierwotna koncepcja kładki to przęsło łukowe bez ściągu z łukiem utwierdzonym w masywnych fundamentach przenoszących całkowity rozpór. Do łuku podwieszono pomosty żelbetowe wsparte na salowych poprzecznicach i monolitycznie połączone z podporami (rys.1). Przęsło ma rozpiętość L=143 m i wyniosłość łuku F=15,34 m [1]. Całość posadowiono na ruszcie palowym. Część pali zaprojektowano jako niemal poziome.

Pierwotną przyczyną powstania projektu zamiennego była interwencja Wykonawcy dotycząca braku technicznych możliwości wykonania posadowienia. W rezultacie prac wstępnych dotyczących stwierdzono szereg problemów konstrukcyjnych zwianych z posadowieniem, dynamiką i technologicznością wykonania, które znalazły później swój finał w projekcie zamiennym [2], [3].

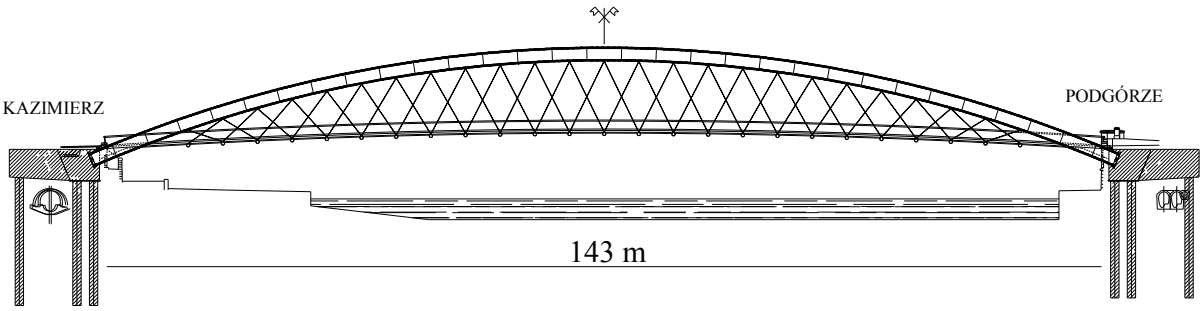


Rys.1 Kładka przez Wisłę w Krakowie – projekt pierwotny[1].

3. ZMIANY STRUKTURALNE – PROJEKT ZAMIENNY

W ramach studium wstępnego do projektu zamiennego poczyniono następujące założenia:

- Wprowadzenie ściągu przejmującego siły poziome od ciężaru własnego.
- Zmniejszenie ciężaru i przekroju pomostu, aktywnego przy obciążeniu temperaturą, dzięki zamianie na konstrukcję stalową.
- Wprowadzenie stężeń poziomych podnoszących odporność na obciążenia niesymetryczne w przekroju poprzecznym i obciążenia poziome.
- Wprowadzenie wieszaków w układzie skośnym, skrzyżowanym, podnoszących odporność na niesymetryczne obciążenie pionowe na długości mostu.



Rys. 2 Kładka przez Wisłę w Krakowie – projekt zamienny [2].

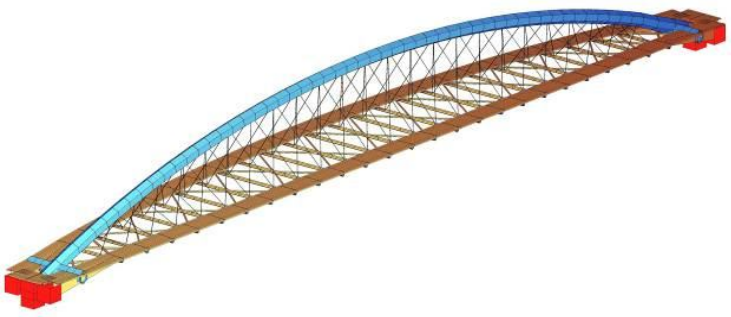
Zmiany strukturalne zostały przedstawione w [3]. Poniżej opisano efekty związane z dynamiką przęsła po wprowadzeniu modyfikacji.

4. KSZTAŁTOWANIE KONSTRUKCJI JAKO STRUKTURY OBCIĄŻONEJ DYNAMICZNIE.

Wprowadzone modyfikacje struktury mają istotny wpływ na dynamikę przęsła. Zagadnienie to w ostatnim dziesięcioleciu stało się szczególnie ważne z powodu spektakularnych wydarzeń związanych w nadmiernym wzbudzaniem się konstrukcji kładek [4], [5], [6], [7]. Problematyka bezpieczeństwa i komfortu na kładkach dla pieszych jest tematem ciągłych badań a problemy wynikają z chęci tworzenia obiektów oryginalnych w formie i strukturze a zatem często pozbawionych wypracowanych historycznie zasad kształtowania Takim niewątpliwie przypadkiem jest kładka przez Wisłę w Krakowie. Zaprojektowanie pomostów podwieszonych do jednego łuku z najszerszym miejscem w środku rozpiętości, przy znanych i niekorzystnych charakterystykach własnych wymaga specjalnego podejścia analitycznego [7],[8],[9]. Należy przy tym dodać, że obiekt jest w skali Europy niebanalny, a zatem stanowi wyzwanie dla projektanta i wykonawcy.

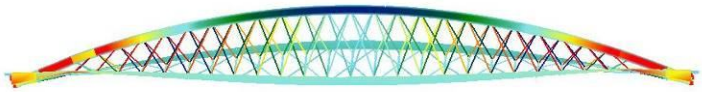
Zaproponowane w koncepcji zmiany strukturalne, poza oczywistym efektem dla posadowienia zmieniają zasadniczo charakterystykę dynamiczną konstrukcji. Stężenia i skartowane wieszaki podnoszą sztywność, stalowy pomost istotnie zmniejsza masę. W rezultacie afektem zmian jest redukcja rozporu i podniesienie poziomu częstości własnych przęsła. Szczególnie ważne jest podwyższenie pierwszej częstości poziomej pomostu z 1.18 Hz w wersji pierwotnej do 2.15 Hz w wersji realizowanej. Redukcja masy mostu intuicyjnie nie jest korzystnym czynnikiem, ale w świetle problemów realizacyjnych i charakterystyk własnych konstrukcji okazała się zabiegiem koniecznym.

Poniżej przedstawiono charakterystykę drgań własnych projektowanej kładki. W analizie uwzględniono fundament jako podparcie sztywne.

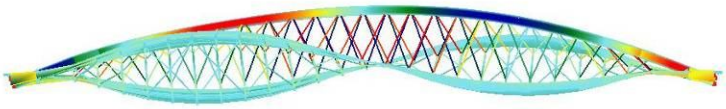


Rys.3. Model numeryczny MES SOFiSTiK

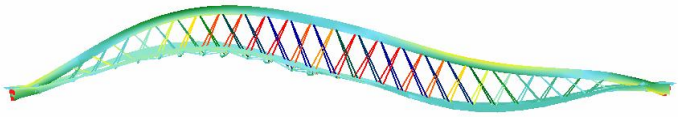
Pierwsza postać drgań dla częstotliwości 0,542 Hz



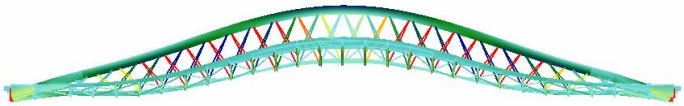
Druga postać drgań – częstotliwość 1,45Hz



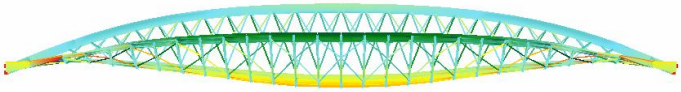
Trzecia postać drgań – częstotliwość 1,805 Hz



Czwarta postać drgań – częstotliwość 2,134 Hz



Piąta postać drgań – częstotliwość 2,151 Hz



Rys. 4. Częstości i postacie drgań własnych. Postacie: 1,2 i 5 to formy giętno-skrętne. Postać 1 i 5 charakteryzuje się deformacjami poziomymi. Postacie 3 i 4 dotyczą form giętnych, pionowych

Pomimo podniesienia wartości częstości własnych wyniki z rozwiązania problemu własnego nadal wskazują, że kładka może być wrażliwa na obciążenie dynamiczne pochodzące od pieszych. Konieczna jest zatem symulacja odpowiedzi konstrukcji pod obciążeniem dynamicznym.

5. ANALIZA KŁADKI NA DYNAMICZNE ODDZIAŁYWANIE PIESZYCH.

Przeprowadzono szereg symulacji odpowiedzi konstrukcji pod działaniem przechodniów. Należą do nich:

- potok pieszych częściowo zsynchronizowanych,
- działanie celowe polegające na zsynchronizowanych przysiadach,

Rezultatem powyższych symulacji są drgania przęsła kładki. Na podstawie analizy modalnej wyłoniono obszary i miejsca na kładce, w których przykładano obciążenia. Wyniki drgań (przyspieszeń) przedstawiono w charakterystycznych punktach (ekstremach).

5.1. Badanie odpowiedzi kładki na stały potok pieszych częściowo zsynchronizowanych.

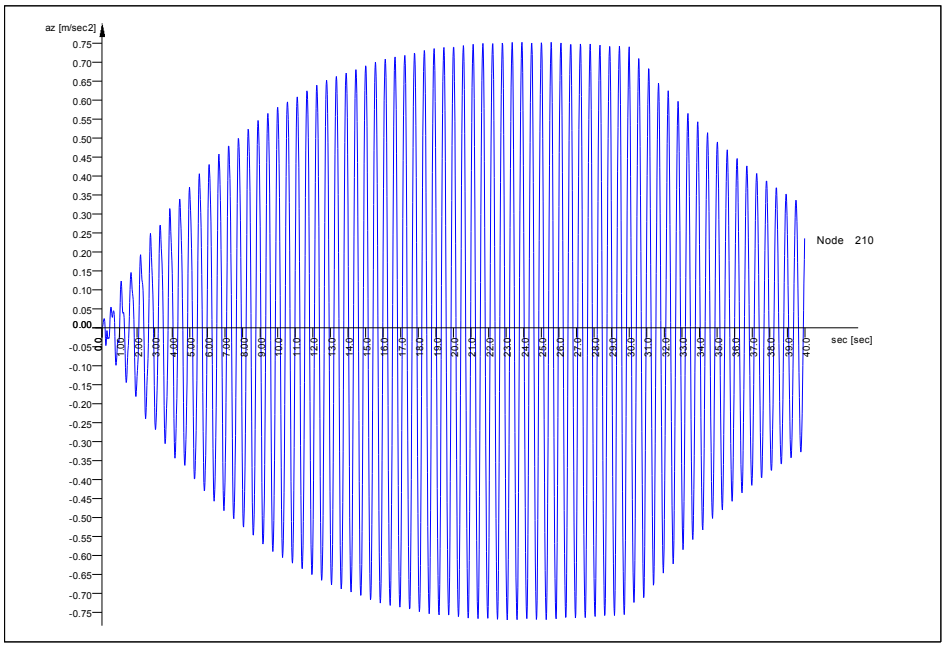
W badaniu przyjęto, że tłum będzie się poruszał ze stałą prędkością odpowiadającą marszowi z 3, 4 i 5 częstością własną przęsła.

Na podstawie [10] określenie gęstości tłumu dla częstości kroków 1.805 Hz, 2.134 Hz i 2.151 Hz. Wyniki gęstości tłumu pokazano w tab.1.

Tab. 1 teoretyczna gęstość max. tłumu przy częstościach kroków 1.805 Hz i 2.134 Hz i 2.151 Hz

Częstość kroków [Hz]	gęstość [osób/m2]
1,805	1,24
2,134	1,08
2,151	1,07

Obciążenie potokiem pieszych symulowano przyjmując dynamiczne obciążenie równomiernie rozłożone określone na podstawie [7]. Przyjęto uśrednioną wagę pieszego wynoszącą BW=0,75 kN. Analizę przeprowadzono metodą „time step" wykorzystując algorytm Newmarka. Przyjęto w modelu tłumienie masowe i sztywnościowe odpowiadające LDT= ~5%. Obciążenie częściowo zsynchronizowane ustawiono tak aby zawsze było zgodne z postacią własną przęsła

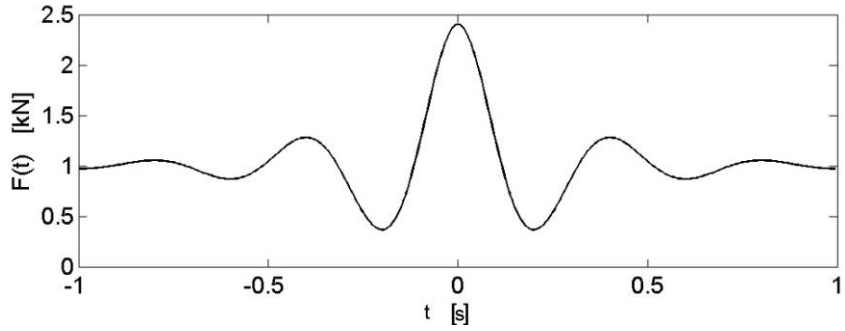


Rys. 5 Przyspieszenia pionowe ekstremalnego punktu konstrukcji pomostu a_{max}=0,75m/s^2 – marsz częściowo zsynchronizowany o częstości 1.805 Hz

5.2. Badanie odpowiedzi kładki na celowe działanie pieszych polegające na wykonywaniu przysiadów zgodnie z częstością własną przęsła.

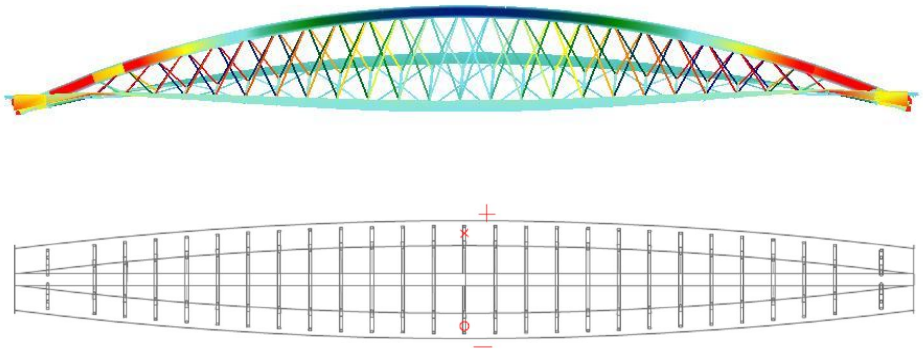
W badaniu przyjęto, że działanie celowe będzie dotyczyło pierwszych dwóch częstości i postaci drgań wg rys.4. Praktyka dowodzi, że przy wyższych częstościach nawet sterowana precyzyjnie grupa nie jest w stanie osiągnąć pełnej synchronizacji ruchów. Z doświadczenia nabytego w czasie badań kładek dla pieszych wynika, że skuteczne zsynchronizowane działanie celowe grupy nie może trwać dłużej niż 25-30 sekund.

Na podstawie [7] określono funkcję obciążenia przysiadami. Przyjęto schematy obciążenia odpowiadające działaniu 30 osób w jednym punkcie. Jest to założenie bezpieczne i zarazem określające ekstremalne działanie na kładce.

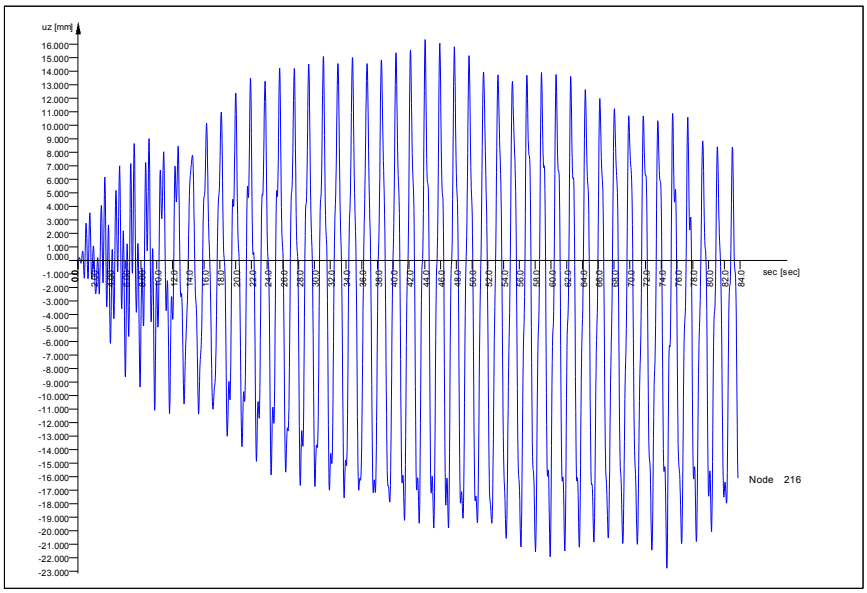


Rys. 6. Funkcja bazowa dla zdefiniowania obciążenia wymuszeniem celowym wg [7]

Badanie odpowiedzi konstrukcji pod obciążeniem wymuszeniem celowym 2 x 30 osób działających naprzemiennie zgodnie z f = 0,542 Hz

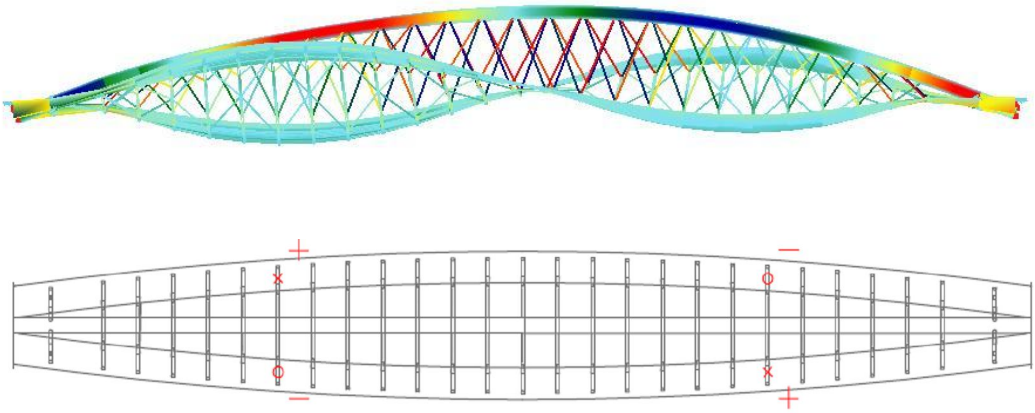


Rys. 8 Postać własna 0.542 Hz i schemat obciążenia celowego działającego naprzemiennie.

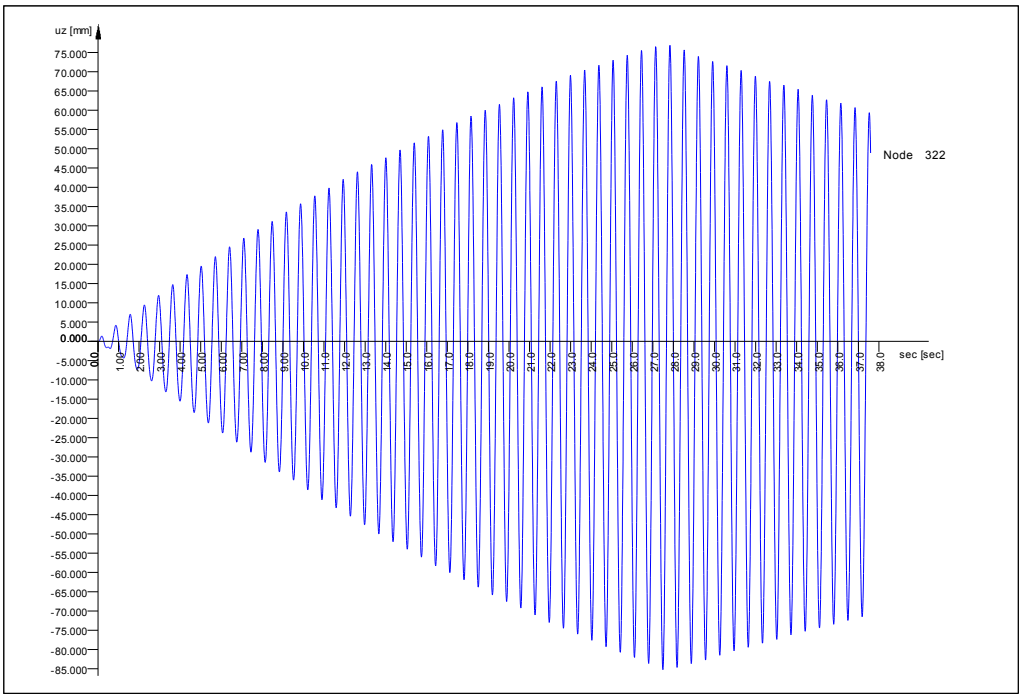


Rys.9 Przemieszczenia pionowe ekstremalnego punktu konstrukcji pomostu z_{max}=22 mm

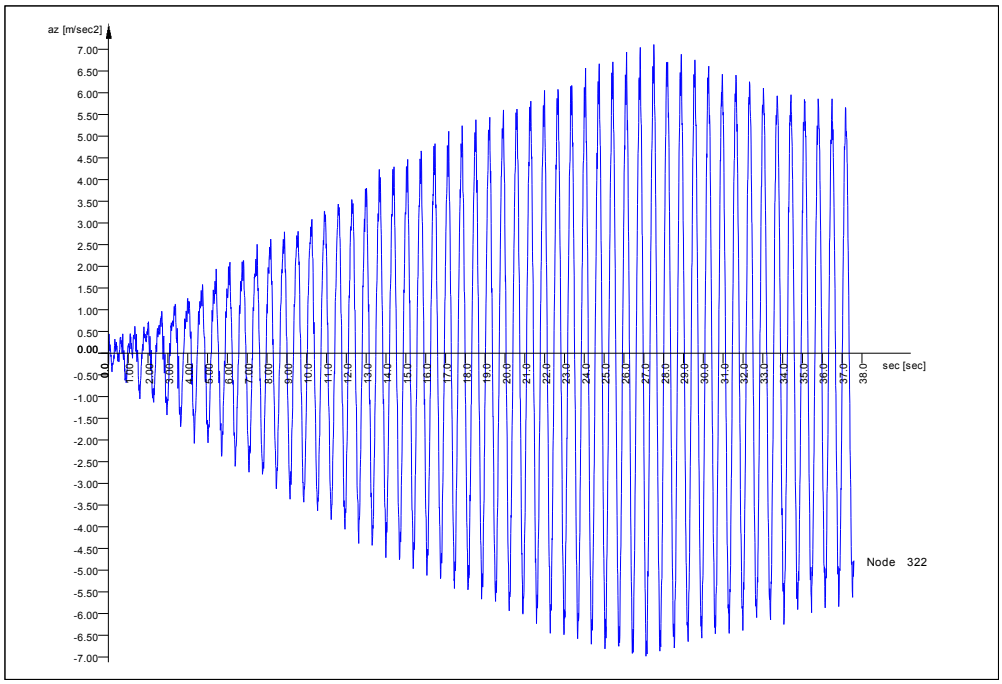
Badanie odpowiedzi konstrukcji pod obciążeniem wymuszeniem celowym 4 x 30 osób działających naprzemiennie zgodnie z f = 1,45 Hz



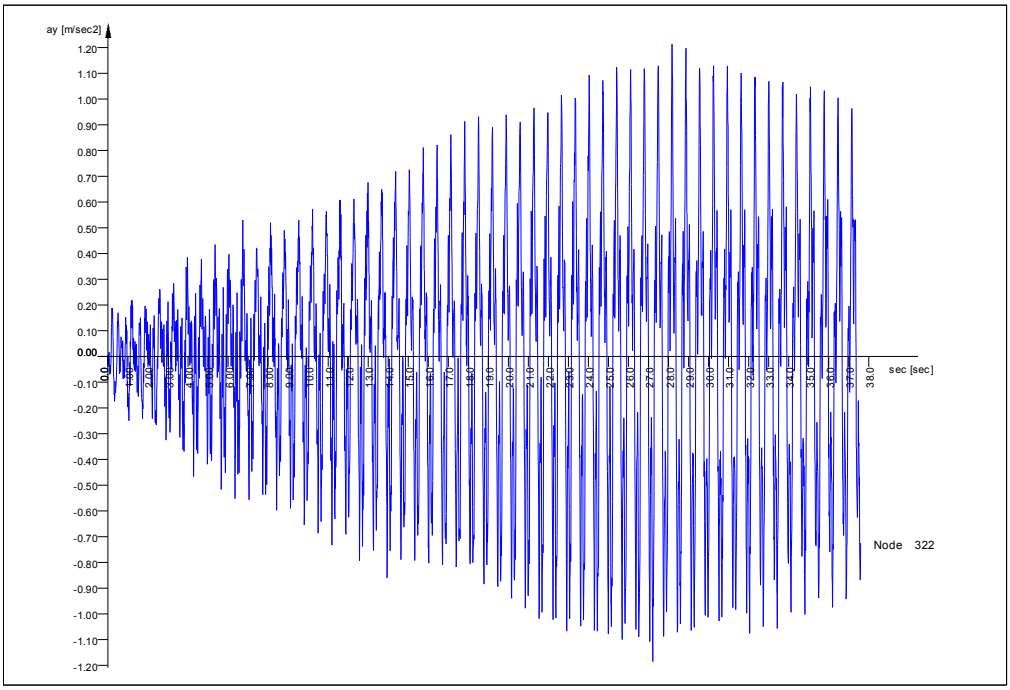
Rys. 10 Postać własna 1.45 Hz i schemat obciążenia celowego działającego naprzemiennie.



Rys. 11. Przemieszczenia pionowe ekstremalnego punktu konstrukcji pomostu z_{max}=85mm



Rys. 12 Przyspieszenia pionowe ekstremalnego punktu konstrukcji pomostu a_{max}= 7 m/s^2



Rys. 13 Przyspieszenia poziome, poprzeczne ekstremalnego punktu konstrukcji pomostu a_{max}= 1.2 m/s^2

6 WNIOSKI.

Analiza odpowiedzi dynamicznej konstrukcji przęsła dotyczy dwóch kryteriów projektowych:

- kryterium nośności,
- kryterium komfortu (użytkowania)

Kryterium nośności. Biorąc pod uwagę deformacje powstałe w czasie symulowanych działań pieszych nie ma zagrożenia przekroczenia nośności przęsła. Najniekorzystniejszym przypadkiem obciążenia jest działanie celowe 4 grup po 30 osób naprzemiennie w sposób zsynchronizowany z częstością 1.45 Hz. Odpowiada to deformacjom konstrukcji do max. 80 mm w ~1/4 rozpiętości przęsła. Prawdopodobieństwo takiego działania 120 osób nie jest duże.

Kryterium komfortu. Dla drgań pionowych progowa wartość komfortu przy częstościach zbliżonych do 2 Hz jest określona w przedziale 0,5 – 1,0 m/s^2

Dla drgań poziomych progowa wartość komfortu przy częstościach zbliżonych do 2 Hz jest określona w przybliżeniu jako 0,2 m/s^2

W wyniku analiz otrzymano:

Drgania pionowe

- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 1.805 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=0,75 m/s^2
- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 2.00 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=0,2 m/s^2
- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 2.134 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=0,97 m/s^2
- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 2.151 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=0,205 m/s^2

Drgania poziome

- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 1.805 Hz nie otrzymano istotnych wartości chwilowych przyspieszenia poziomego
- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 2.00 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=0,15 m/s^2
- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 2.134 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=0,26 m/s^2
- Dla potoku częściowo zsynchronizowanego przy częstości kroków f = 2.151 Hz otrzymano progowe przyspieszenia chwilowe a_{max}=1,5 m/s^2

Z przestawionego zestawienia wynika, że kryterium komfortu dla drgań pionowych jest zapewnione w 100%

W przypadku drgań poziomych istnieje gwałtowne przekroczenie progu komfortu dla częstotliwości kroków f=2.151 Hz. Z praktyki jednak wiadomo, że częstość ta praktycznie nie występuje w przypadku chodu i tym bardziej nie wystąpi w tłumie osób całkowicie wypełniających kładkę. Prawdopodobieństwo wystąpienia konfiguracji obciążeń zastosowanej w symulacji jest zatem nikłe.

7. PODSUMOWANIE

Rozważana konstrukcja mostowa jest zagadnieniem interdyscyplinarnym, wyznaczającym nowe kierunki w estetyce, teorii projektowania, oraz technologii i technice budowy. Powiązanie wszystkich elementów jest bardzo silne i każda zmiana jednego z parametrów wpływa znacząco na inne. Na wczesnym etapie realizacji inwestycji zaistniała jeszcze szansa rozważenia wszystkich czynników determinujących powodzenie zadania. Przeanalizowano możliwości zmian strukturalnych i materiałowych tak, aby obiekt można było wybudować i użytkować zgodnie z zamierzeniami przy jednoczesnej akceptacji jego walorów estetycznych.

Rozważana kładka jest jednym z wielu obiektów mostowych, które nie spełniają wymogu Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, dotyczącego minimalnej częstości drgań własnych przęseł wynoszącej 3 Hz. Wymóg ten jest całkowicie nierealistyczny, a więc błędny. W przypadku bezwzględnego stosowania tego przepisu należałoby zamknąć większość mostów o rozpiętości powyżej 50 m. Pomimo niespełnienia warunku z „Rozporządzenia" mosty te funkcjonują prawidłowo. Obecnie projektuje się i buduje wiele obiektów, które tego wymogu nie spełniają. Tak też jest w przypadku rozważanej kładki, która w wersji pierwotnej (z betonowym pomostem) i zamiennej nie spełnia przytoczonego wymogu.

Rys. 14 Kładka w przeddzień oddania do użytkowania

Przedstawione analizy potwierdzają prawidłową pracę kładki pod obciążeniami dynamicznymi generowanymi przez pieszych. Zastosowane procedury przy symulacjach zakładają niekorzystne scenariusze obciążeń i dzięki temu są bezpieczne.

W chwili obecnej trwają prace wykończeniowe na moście (rys. 14) i zbliża się termin oddania kładki do użytku.

Ostatecznym potwierdzeniem prawidłowości przyjętych założeń będzie próbne obciążenie dynamiczne wykonane przed odbiorem konstrukcji.

Literatura:

[1] Projekt budowlany i wykonawczy Kładki pieszo-rowerowej przez rzekę Wisłę „Kazimierz-Podgórze" w ciągu ulic Mostowa-Brodzińskiego w Krakowie, Autorska Pracownia Projektowo-Plastyczna Andrzej Getter , czerwiec 2008
[2] Zamienny projekt wykonawczy konstrukcji kładki pieszo-rowerowej przez rzekę Wisłę „Kazimierz-Podgórze" w ciągu ulic Mostowa-Brodzińskiego w Krakowie. Konsorcjum: Promost Consulting Rzeszów, KBP Żółtowski, ZB-P Mosty Wrocław. 2009.
[3] Siwowski T., Żółtowski P.; Kształtowanie architektoniczno – konstrukcyjne kładki dla pieszych przez Wisłę w Krakowie. VIII Konferencja Naukowo-Techniczna. Kształtowanie Konstrukcji. Konstrukcje Cienkościenne. Rzeszów 15-16 października 2010.
[4] Bachmann H., "Lively" footbridges – a real challenge, Footbridge 2002, Design and dynamic behavior of footbridges, Paris, 20-22.11.2002
[5] Dallard P., Fitzpatrick A.J., Flint A., Le Bourva S., Low A., Ridsdill-Smith R.M., Willford M., The London, Millennium Footbridge. Structural Engineer 79 (22) (2001) s.17–33.
[6] Biliszczuk J., Barcik W., Hawryszków P., Tadla J., Stempin P., Maury A., New Footbridges in Poland. Proceedings of the Second International Conference Footbridges 2005, Venecja, Włochy, Grudzień 6-8, 2005
[7] Żółtowski K., Pedestrian Bridge, Load and Resnpnse, Proceedings of the Second International Conference Footbridges 2005, Venecja, Włochy, Grudzień 6-8, 2005
[8] Zółtowski K.: Pieszy na kładkach. Obciążenia i odpowiedź konstrukcji. - Gdańsk : Wydaw. Politech. Gdań., 2007. - (Monografie ; nr 82)
[9] Żółtowski K. Footbridges, numerical aproach. Footbridge Vibration Design / eds. E. Caetano; A. Cunha; J. Raoul; W. Hoorpah. - London : CRC Press/Balkema, 2009

FOOTBRIDGE OVER VISTULA RIVER IN CRACOW. DYNAMIC ASPECTS AND THEIR INFLUENCE ON A FINAL STRUCTURAL DESIGN.

Sumary

Paper presents a footbridge which is being build over Vistula river in Cracow. The original structural design has been changed due to serious problems with foundation. Complex numerical dynamic analysis has been done, during which many variants of pedestrian loading were considered. Results are presented. The paper compares both structural designs and presents essential differences.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI RZESZOWSKIEJ Nr 276
Budownictwo i Inżynieria Środowiska z 58 (1/11) 2011

Krzysztof ŻÓŁTOWSKI
Tomasz ROMASZKIEWICZ
Politechnika Gdańska

PRZEKRYCIE STADIONU PIŁKARSKIEGO NA EURO 2012 W GDAŃSKU LETNICY

1. WPROWADZENIE

Stadion na EURO 2012 w Gdańsku jest obecnie największym obiektem sportowo-widowiskowym realizowanym na Wybrzeżu Gdańskim. Jego symboliczna forma nawiązująca do obrobionej bryły bursztynu stała się wyzwaniem dla konstruktorów. W rezultacie powstała skomplikowana żelbetowa i stalowa struktura inżynierska posadowiona na specjalnie przygotowanym podłożu. Zgodnie z zaleceniami UEFA stadion na EURO 2012 w Gdańsku został zaprojektowany dla około 41000 widzów na obszarze o powierzchni 34 ha. Na wydzielonej pod budowę działce o powierzchni zabudowy 43 650 m^2 przewidziano drogi, parkingi i tereny zielone oraz część komercyjną o powierzchni 9200 m^2.

Najbardziej spektakularnym elementem stadionu jest konstrukcja przekrycia. Nadaje ona zewnętrzną formę budowli. Transparentne poszycie o kolorystyce w odcieniach żółci połączone z owalnym kształtem nadaje formę symbolizującą bryłkę bursztynu na brzegu morza.

Rys.1 Stadion PGE – Arena. Symbolika i wizualizacja (źródło RKW GmbH) i stan z 22.8.2010 (źródło www.bieg2012.pl)

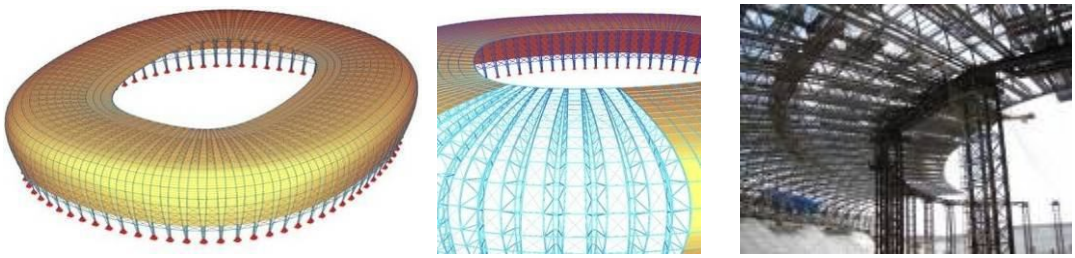
Projekt stadionu został wykonany przez:

- Biuro Architektoniczne RKW Rhode Kellermann, Wawrowsky GmbH z siedzibą w Düsseldorfie. Część konstrukcyjną w zakresie projektu budowlanego i wykonawczego zrealizowała grupa projektowa w składzie:
- Eilers & Vogel z Hanoweru – elementy konstrukcji widowni, mała architektura i koordynacja,
- Autorska Pracownia Konstrukcyjna „Wojdak" - konstrukcje żelbetowe,
- prof. zw. Tadeusz Godycki-Ćwirko - konsultacja i weryfikacja w zakresie konstrukcji żelbetowych.
- KBP Żółtowski – dr hab. inż. Krzysztof Żółtowski z zespołem - konstrukcje stalowe.

Istotny wkład merytoryczny wniosła Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska wykonując badania laboratoryjne i analizy eksperckie związane z budową.

2. KONSTRUKCJA STALOWA PRZEKRYCIA

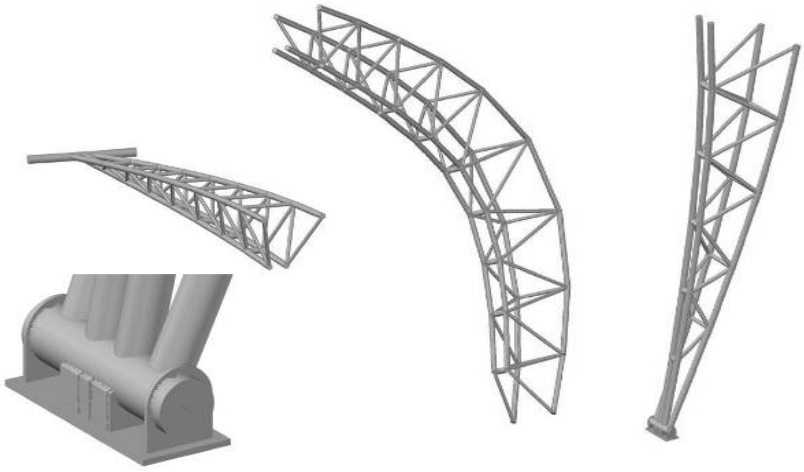
Konstrukcja nośna elewacji i przekrycia składa się z 82 wzajemnie zintegrowanych przestrzennych, stalowych dźwigarów kształtu sierpowego, posadowionych na okalającej żelbetowej ścianie o wysokości 7 m opartej na żelbetowym pierścieniu o przekroju poprzecznym 400x100cm. Stalowa konstrukcja zadaszenia (rys. 2) stanowi statycznie i strukturalnie odrębną część stadionu całkowicie niezależną od znajdujących się wewnątrz trybun żelbetowych.



Rys.2 Przekrycie. Model statyczny konstrukcji (SOFiSTiK) i stan w dniu 18.06.2010

2.1 Wiązary główne

Wiązary główne to sierpowe, kratownicowe dźwigary rozmieszczone w rozstawie około 8,00 m po obwodzie stadionu (rys.3). Wysokość od poziomu stopy do powierzchni dachu wynosi ok. 38 m. Długość wspornika nad trybuną liczona od łożyska do krawędzi dachu nad boiskiem wynosi ok. 48m. Pasy wiązara wykonane są z profili rurowych, okrągłych ϕ 355,6 o zmiennej grubości ścianki. Profile o najgrubszej ściance są usytuowane w dolnej części wiązara. Krzyżulce wiązarów głównych wykonano z profili rurowych ϕ 219,1/8. Pasy górne wiązara połączone są ze sobą poprzeczkami z profili rurowych ϕ 219,1. Pasy dolne wiązara połączone są ze sobą poprzeczkami z profili rurowych ϕ 355,6. Cała konstrukcja jest spawana. Wiązary połączone są ze sobą obwodowymi elementami tworzącymi zamknięte pierścienie. Dodatkowo zaprojektowano stężenie powierzchniowe typu X z prętów wiotkich. Dzięki układowi pierścieni obwodowych i stężeń cięgnowych przekrycie pracuje jak quasi kopuła membranowa z otworem w środku. Całkowity ciężar konstrukcji stalowej wraz z podkonstrukcją płatwi poszycia wynosi około 71500 kN [2]. Schemat statyczny przestawiono na rysunku 3.

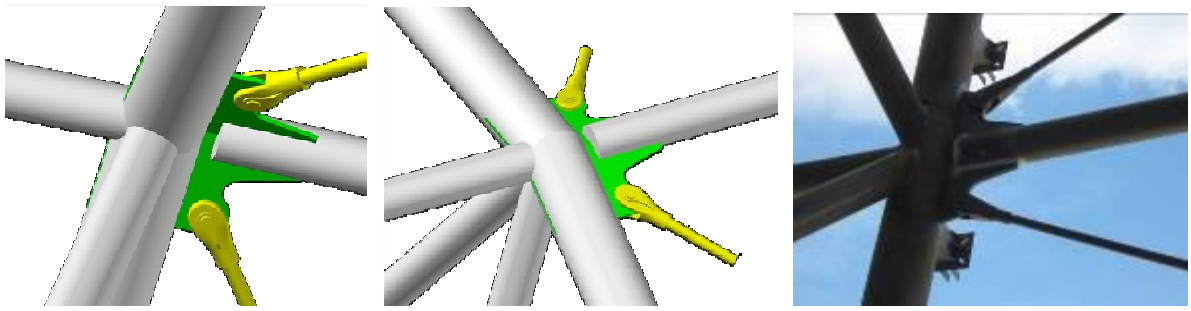


Rys.3 Geometria trzech składowych części wiązara i szczegół łożyska

2.2. Stężenia

Układ stężeń składa się z pierścieni obwodowych, układu prętów typu X i stężeń poprzecznych. Pierścienie obwodowe znajdują się na całej powierzchni zewnętrznej konstrukcji przekrycia w każdym węźle wiązarów od wysokości ok. 6 m licząc od podstawy łożyska wiązara. Są to profile rurowe ϕ 219,1. Pierścień zamykający przyjęto jako przekrój rurowy ϕ 508/6. Stężenia typu X zaprojektowano z prętów pełnych ϕ 52 wyposażonych w system napinania, głowice widelcowe i połączenia sworzniowe. Konstrukcja wiązarów będzie wyposażona w blachy węzłowe do połączeń sworzniowych stężeń (rys. 4).

W połowie wiązara nad trybunami znajduje się stężenie poprzeczne spinające pasy górne i dolne. Stężenie to znajduje się w sąsiedztwie pomostu rewizyjnego podwieszonego do konstrukcji.



Rys.4 Połączenie stężenia z wiązarem. Projekt i realizacja

2.3. Pokrycie dachu i wyposażenie

Pokrycie dachu zaprojektowano jako powłokę wykonaną z poliwęglanu, wspartą na dodatkowej konstrukcji stalowej. Konstrukcja przekrycia będzie wyposażona w pomosty rewizyjne, system odprowadzenia wód opadowych, płotki śniegowe, instalacje oświetleniowe, ekrany medialne (4 sztuki), systemy nagłośnienia i inne instalacje niezbędne do prawidłowego użytkowania obiektu.

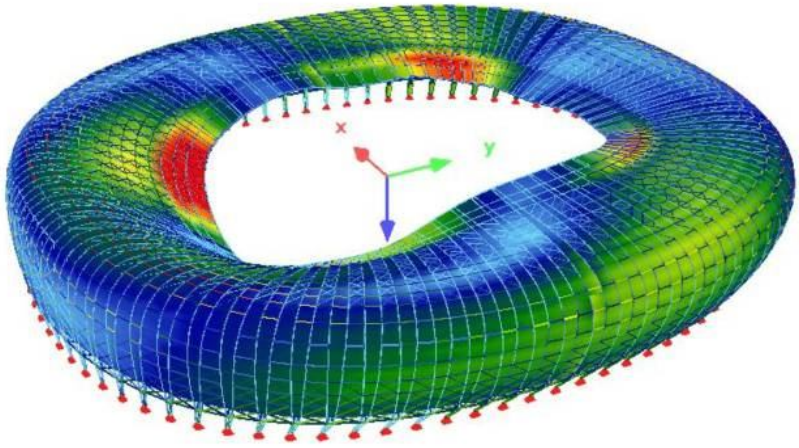
Istotnym elementem wyposażenia jest system diagnostyki i monitoringu konstrukcji przekrycia. System ten ma za zadanie wychwycenie w konstrukcji zmian strukturalnych istotnych dla bezpieczeństwa całości i określenie stopnia jej wytężenia.

2.4. Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe konstrukcji pokrycia.

Na potrzeby projektu wykonano badania modelowe w tunelu aerodynamicznym w Niemczech [5]. Celem badań było określenie rozkładów ciśnienia wiatru na rzeczywisty kształt przekrycia stadionu. W wyniku otrzymano rozkłady ciśnienia wiatru na powierzchnię przekrycia przy różnych kierunkach wiatru. Dodatkowo analizowano obciążenie zdefiniowane wg polskiej normy. Opracowano prętowy model numeryczny struktury w środowisku MES SOFiSTiK. Na siatce elementów prętowych opisano poszycie dachu za pomocą elementów powłokowych Poszycie dachu nie współpracuje ze strukturą prętową i służy tylko do przekazania obciążeń powierzchniowych.

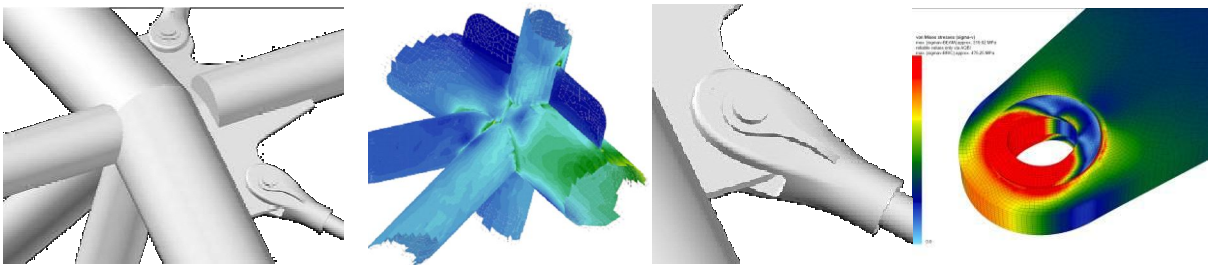
Zastosowano w modelu :
13120 węzłów
24518 elementów belkowych
2624 elementów cięgnowych
5904 elementów powłokowych

Zastosowano metodę superpozycji do uzyskania obwiedni sił wewnętrznych. Na podstawie obwiedni wybrano niekorzystne zestawienie obciążeń i przeprowadzono analizę nieliniową geometrycznie dla określenia wpływu deformacji na siły wewnętrzne i uwzględnienia przypadków wyłączania się elementów cięgnowych stężeń połaciowych (rys. 5).



Rys. 5. Deformacje pod obciążeniem wiatrem z kierunku północnego

Z uwagi na unikatowy charakter budowli postanowiono wykonać kilka modeli szczegółowych kluczowych elementów konstrukcji (rys.6).



Rys. 6 Wizualizacja CAD i model powłokowy MES a) typowy węzeł, b) połączenie z cięgnem

3. MONTAŻ

Montaż konstrukcji dachowej podzielono na 5 kolejnych faz

1. Montaż części elewacyjnej dźwigara
2. Montaż części dachowej i wykonanie styku spawanego
3. Montaż prętów obwodowych i stężeń
4. Zwolnienie konstrukcji z podpór montażowych
5. Montaż wyposażenia i pokrycia poliwęglanowego.

Rys. 7 Montaż części elewacyjnej i dachowej

Obecnie trwa realizacja pierwszych 3 faz (rys.7). Wszystkie operacje montażowe wykonywane są przy pomocy dźwigów gąsienicowych z aktywną przeciwwagą. Waga jednego elementu montażowego nie przekracza 400 kN.

4. WYBRANE PROBLEMY W PROCESIE PROJEKTOWANIA, WYTWARZANIA I BUDOWY KONSTRUKCJI.

Symbolika architektoniczna budowli znajduje silne odbicie w konstrukcji stalowej. Tradycyjnie niepodważalne prawo i przeświadczenie architekta do nietykalności koncepcji było powodem konfliktów i w końcu kompromisów. Konstruktorowi udało się przekonać architekta do rezygnacji z krzywoliniowych (między węzłami) prętów dźwigarów [1]. Architekt pozostał przy swoim zdaniu w kwestii globalnej geometrii typowego dźwigara. W rezultacie otrzymano strukturę o właściwych cechach wytrzymałościowych, jednocześnie niesłychanie trudną w wykonaniu. Dlatego też pomimo wszelkich możliwych procedur jakościowych nie ustrzeżono się od błędów.

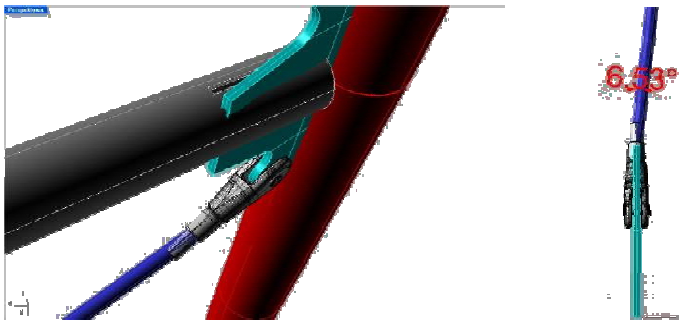
Najważniejsze z nich to:

1. owalizacja przekroju rury podporowej w wyniku skurczy spawalniczych,
2. istotne odchyłki geometryczne w położeniu blach węzłowych
3. istotne odchyłki geometryczne długości prętów w sąsiedztwie spawanych styków montażowych.
4. błędy w przygotowaniu mieszanki betonowej wypełniającej rurę nadłożyskową.

Owalizacja rury podporowej wymusiła zmianę tolerancji detali. Wykonane już elementy trzeba było poddać dodatkowej obróbce.

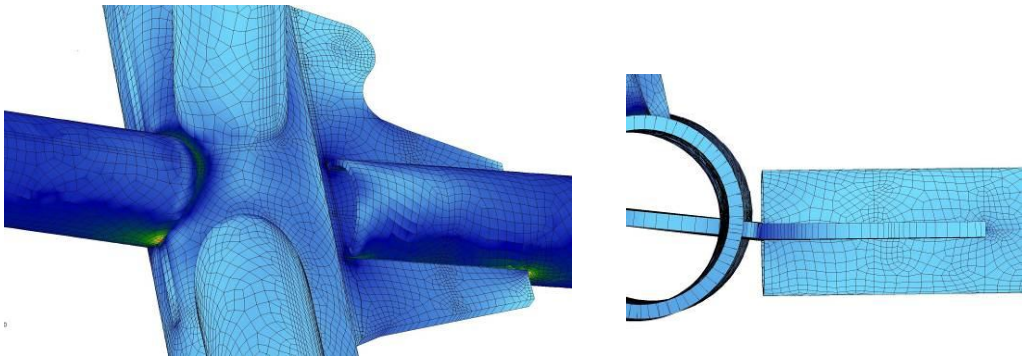
Bardziej uciążliwe okazały się błędy geometryczne w położeniu blach węzłowych (rys.8). Spowodowały one imperfekcje w połączeniach prętów obwodowych i stężeń

o wielkościach znacznie przekraczających wartości dopuszczalne. Wykonawca w porozumieniu z Projektantem i Inwestorem podjął program naprawczy w oparciu o metodę prof. Edmunda Tasaka. Metoda ta polega na częściowym podcięciu blach, prostowaniu termicznym i spawaniu. Istotnym elementem, procedury były nieliniowe obliczenia nośności węzła z blachą zdeformowaną na skutek prostowania termicznego [3,4].

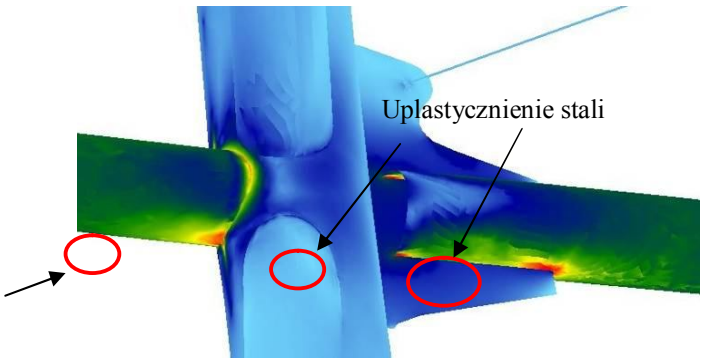


Rys. 8. Wizualizacja efektów niewłaściwego montażu blach węzłowych

W tym celu wykonano modele powłokowe MES, uwzględniające różny stopień imperfekcji geometrycznych. Na rys. 9 i 10 pokazano wizualizację modelu MES analizowanego węzła.



Rys. 9. Wizualizacja węzła z pokazaną imperfekcją geometryczną blachy węzłowej.



Rys. 10 Wizualizacja węzła z pokazanymi miejscami pierwszego uplastycznienia.

Analiza numeryczna wykazała znaczne rezerwy wytrzymałości w osłabionym imperfekcją miejscu i pozwoliła zaakceptować procedurę naprawy. Wykonawca w procesie wytwórczym podjął odpowiednie działania i wyeliminował ten błąd w kolejnych dźwigarach.

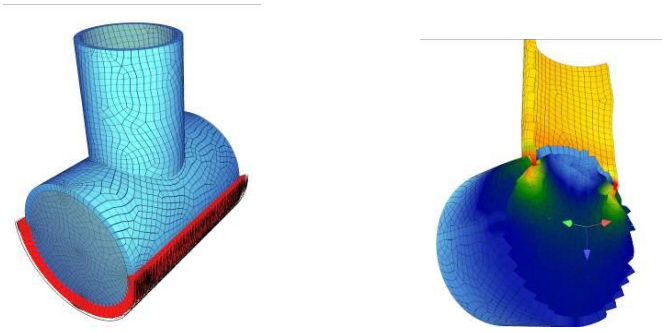
Innym istotnym problemem jest beznaprężeniowy montaż części fasadowej z częścią dachową dźwigara. Problem jest trudny, ponieważ połączeniu podlegają 4 pasy rurowe kratownicy przy jednoczesnym zachowaniu położenia dźwigara w przestrzeni. Wykonawca w kilku wypadkach zmuszony był do pasowania na montażu. Szczelina przedstawiona na rys. 11 mogłaby być dociągnięta, ale naprężenia montażowe w tym przypadku osiągały ponad 200 MPa. W takiej sytuacji Wykonawca był zmuszony wyciąć ok. 700 mm pasa i wspawać wstawkę. W kolejnych montowanych dźwigarach usterkę tę praktycznie wyeliminowano dzięki wprowadzeniu ulepszonej procedury pomiarowej.

Rys. 11. Montaż części dachowej dźwigara i problemy ze spasowaniem styku.

Konstrukcja węzła podporowego typowego dźwigara składa się w części górnej z poziomej rury stalowej wypełnionej betonem i łoża w formie kołyski (rys.3, 12). Pierwotna kołyska była zaprojektowana jako spawana skrzynka również wypełniona betonem. Trudności związane ze spawaniem skrzynki złożonej z grubych blach (40 mm) skłoniły Wykonawcę do zmiany tej konstrukcji i wykonania pełnych odlewów staliwnych. W czasie kontroli wytrzymałości betonu w wybranych rurach okazało się, że jego parametry nie odpowiadają założeniom projektowym. Z uwagi na korzystną dla węzła zmianę sposobu podparcia (zamiana z podparcia liniowego na powierzchniowe) podjęto próbę obiektywnej oceny nośności węzła. W tym celu postanowiono wykonać badania w skali 1:1 na Politechnice Gdańskiej w laboratorium Katedry Konstrukcji Betonowych i Technologii Betonu. Wykonano fragment węzła wypełnionego betonem o wytrzymałości B 28 (odpowiednik zidentyfikowanego betonu na budowie – rys. l2).

Rys. 12. Część podporowa dźwigara i miejsce pobrania próbek betonu do badań.

Przed przystąpieniem do badań wykonano złożony model numeryczny badanego elementu w środowisku MES SOFiSTiK rys. 13.



Rys. 13. Model MES badanego węzła i wizualizacja koncentracji wytężenia w betonie.

Rys. 14. Stanowisko badawcze nośności węzła podporowego.

Maksymalna siła charakterystyczna w rurze pionowej węzła wynosi 2500 kN. W badaniach osiągnięto maksymalne obciążenie możliwe do uzyskania na prasie (4800 kN) i nie zaobserwowano istotnych oznak przeciążenia. Zagadnienie nośności węzła, model numeryczny i raport z badań będą tematem odrębnego opracowania naukowo- technicznego. W wyniku badań Inwestor zaakceptował słabszy beton w rurach i Wykonawca może kontynuować montaż i scalanie konstrukcji stalowej

Literatura:

[1] RKW GmbH: Projekt architektoniczny stadionu. Gdańsk 2008
[2] KBP Żółtowski: Projekt budowlany i wykonawczy. Gdańsk 2010
[3] Prof. dr hab. inż. Edmund Tasak: Badanie własności blach poddanych różnym wariantom procesu kształtowania (wyginania). Ekspertyza AGH Kraków.
[4] KBP Żółtowski: Ekspertyza nośności węzłów. Gdańsk 2010
[5] Dipl.-Ing. V. Hügle: Wind Loads – Report N°. 592 - GBF mbH, Aachen Germany 2008.

ROOF OF THE FOOTBALL STADIUM FOR EURO 2012 IN GDAŃSK.

Sumary

Paper presents general structural assumptions of steel construction designed for a new football stadium to be built for UEFA Championship 2012 in the city of Gdańsk. Superstructure is founded directly on the modified abutment. Facade and roof is collected from 82 steel girders made of tube profiles. Girders are braced by circular beams and X tension rods. All this creates a quasi – dome covered by polycarbonate cladding.

During fabrication and erection several problems occurred. Major difficulties and repairing procedures are presented.